

# Esiselvitys akseli- ja metri- kuormien korotuksen yleisestä tekniis-taloudellisuudesta ja case-tarkastelu Kemi-Kolari- rataosalla



Antti Nurmikolu – Pauli Kolisoja – Samuel Korkeamäki



RATAHALLINTOKESKUS  
BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN



Ratahallintokeskuksen  
julkaisuja A 7/2009

Esiselvitys akseli- ja metrikuormien korotuksen  
yleisestä teknis-taloudellisuudesta ja  
case-tarkastelu Kemi–Kolari-rataosalla

Antti Nurmikolu  
Pauli Kolisoja  
Samuel Korkeamäki

Helsinki 2009

**Ratahallintokeskus**

Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 7/2009

ISSN 1455-2604

ISBN 978-952-445-288-5

Verkkojulkaisu pdf ([www.rhk.fi](http://www.rhk.fi))

ISSN 1797-6995

ISBN 978-952-445-289-2

Kannen ulkoasu: Proinno Design Oy, Sodankylä

Kansikuva: Antti Nurmikolu

Paino: Kopijyvä Oy, Kuopio

Helsinki 2009



**Nurmikolu Antti – Kolisoja Pauli – Korkeamäki Samuel: Esiselvitys akseli- ja metrikuormien korotuksen yleisestä teknis-taloudellisuudesta ja case-tarkastelu Kemi-Kolari-rataosalla.** Ratahallintokeskus, Rataverkko-osasto. Helsinki 2009. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 7/2009. 32 sivua ja 8 liitettä. ISBN 978-952-445-288-5, ISBN 978-952-445-289-2 (pdf), ISSN 1455-2604, ISSN 1797-6995 (pdf).

## TIIVISTELMÄ

Pohjois-Suomessa on vireillä useita kaivoshankkeita, jotka toteutuessaan synnyttävät suuren kuljetustarpeen. Jo toimintansa aloittaneen Talvivaaran kaivoksen kuljetuksiin on valmistumassa 25 km uutta rataa. Soklin fosforimalmiesiintymän hyödyntämishankkeessa Savukoskella reittivaihtoehdosta riippuen uuden ratalinjan pituudeksi on suunniteltu 100–170 km. Pajalan-Kolarin alueelle sijoittuvista rautamalmiesiintymistä jalostettavien tuotteiden kuljetustarpeeksi on arvioitu noin 13 Mt vuodessa, mikä vastaa kolmannesta maamme koko rataverkolla kuljetetusta tavaramäärästä vuonna 2007.

Työssä arvioitiin ennen akseli- ja/tai metripainon korottamista edellytetyjä radan parannustoimia sekä korotusten vaikutusta radan komponenttien kunnossapitoon yleisesti ja Pohjois-Suomen case-rataosilla yksilöidysti. Työn lähtökohtana oli kuormien korottamisen ratateknisten edellytysten tarkastelun yhdistäminen kuljetustehokkuuden paranemisessa saavutettavaan hyötytarkasteluun. Työ koostui useasta osaprojektista.

Liikennöintiturvallisuuden määräämänä keskeisimmät ennen radan sallittujen akseli- ja metrikuormien korottamista arvioitavat tekijät ovat siltojen ja rumpujen kantavuus sekä ratapenkereen stabiliteetti. Etenkin radan kunnossapidon kannalta akselikuormien korottamisen vaikutus on ulkomailla tämän työn osana tehdyissä yhteenvedoissa raportoitu merkittäväksi erityisesti kiskojen, vaihteiden ja raideristeysten, eristysjatkosten, vanhojen siltojen väsytykestävyyden ja vanhojen kivrumpujen suhteen. Havainnot akselipainon korottamisen vaikutuksesta kunnossapitokustannuksiin ovat ristiriitaisia.

Akselikuorman korottamisen ohella ratoja kehitettäessä tulisi voida tarkastella metripainon korottamisen edullisuutta. Ratateknisten ohjeiden (RATO) osassa 1 kalustolle esitetty 8 tonnin metripainorajoite ei ole kaikissa tapauksissa perusteltu.

Suuren tilavuuspainon omaavilla irtotavaroilla, kuten metallikaivostuotteilla, radan sallima metripaino määrää suurelta osin radalla saavutettavissa olevan kuljetuskapasiteetin ja siten myös liikennöintikustannukset. Sen sijaan akselipainon lisäyksellä ei käytännössä saavuteta hyötyä kuljetustehokkuudessa silloin, kun vaunukalusto voidaan suunnitella juuri halutulle metripaino-akselipaino-yhdistelmälle. Uusien vaunujen kuljetustehokkuuden kannalta määräävää onkin vaunun pituuden optimointi.

Kolarin seudun kaivosten kuljetustarpeita koskevassa case-tarkastelussa metripainon lisääminen akselipainoa kasvattamatta arvioitiin investointikustannusten ja kuljetuskustannusten vertailussa hyvin edulliseksi vaihtoehdoksi, koska akselipaino oli edellytettyjen ratainvestointien kannalta määräävä. Tämä edellyttää vaunun pituusyksikköä kohti lasketun akselimäärän kasvattamista. Vaihtoehtoina ovat neliakselisen vaunun lyhentäminen tai useampiakseliset vaunut. Jatkossa on tärkeää tarkastella vaunujen kulkuominaisuusvaatimusten täytettävyyttä eri vaihtoehtoissa. Metripainoa korottamalla voitiin dramaattisesti tehostaa kuljetuksia, sillä Kemiin liikennöitäessä tarvittava vuorokausittainen junamäärä aleni perusvaihtoehdon 15 junaparista 12 tonnin metripainovaihtoehtoissa 8 junapariin vuorokaudessa. Liikennöinnin tehostuessa myös tarvittavien välityskykyinvestointien tarve pieneni oleellisesti.

**Nurmikolu Antti – Kolisoja Pauli – Korkeamäki Samuel: Förstudie av den allmänna teknisk-ekonomiska nyttan av höjda axel- och meterlaster samt case-studie på banavsnittet Kemi-Kolari.** Banförvaltningscentralen, Bannätsavdelningen. Helsingfors 2009. Banförvaltningscentralens publikationer A 7/2009. 32 sidor och 8 bilagor. ISBN 978-952-445-288-5, ISBN 978-952-445-289-2 (pdf), ISSN 1455-2604, ISSN 1797-6995 (pdf).

## SAMMANDRAG

I norra Finland förbereds flera gruvprojekt, som kommer att ge upphov till ett stort transportbehov ifall de verkställs. För transporterna från gruvan i Talvivaara, där verksamheten redan inletts, bygger man 25 km ny bana. I ett projekt som gäller möjligheterna att utnyttja förekomsten av fosformalm i Sokli i Savukoski planeras 100–170 km ny banlinje beroende på vilket ruttalternativ som väljs. Transportbehovet för de produkter som förädlas från järnmalmsförekomsterna i Pajala-Kolari-området har uppskattats till cirka 13 Mt om året, vilket motsvarar en tredjedel av den totala godsmängd som transporterades på bannätet i vårt land år 2007.

I studien utvärderades vilka förbättringsåtgärder som krävs innan axel- och/eller metervikterna höjs samt vilken effekt höjningarna har på underhållet av bankomponenterna i allmänhet. Samma utredning gjordes på komponentnivå för case-banavsnitten i norra Finland. Utgångspunkten för arbetet var att kombinera granskningen av de bantekniska förutsättningarna att höja lasterna med en granskning av vilken nytta som uppnås med att höja transporteffektiviteten. Flera delprojekt ingick i arbetet.

För en säker trafikering förutsätts att åtminstone broars och trummors bärlast samt banvallens stabilitet granskas innan banans tillåtna axel- och meterlaster höjs. En del av studien har gjorts utomlands. Där har det rapporterats att en höjning av axellasterna har en betydande inverkan på speciellt skenor, växlar och bankorsningar, isoleringsskarvar, gamla broars utmattningstålighet och gamla stentrummor, då man specifikt granskar banunderhållet. Observationerna kring effekterna av höjda axellaster på underhållskostnaderna är motstridiga.

Då man utvecklar banorna borde man förutom höjda axellaster kunna granska ekonomin i att öka metervikten. Begränsningen på 8 ton för metervikten, som lagts fram i del 1 av de bantekniska anvisningarna (RATO), är inte i varje enskilt fall grundad.

För lösgods med en hög volymvikt, såsom produkter från metallgruvor, är det den tillåtna metervikten på banan som till stor del begränsar den möjliga transportkapaciteten och således också trafikeringskostnaderna. Däremot ger en höjd axelvikt i praktiken ingen nytta beträffande kostnadseffektiviteten då vagnmaterialet kan planeras för den önskade kombinationen av metervikt-axelvikt. Med tanke på transporteffektiviteten som uppnås med nya vagnar är det också av vikt att optimera vagnlängden.

I den case-studie som gällde transportbehovet från gruvorna i Kolaritrakten uppskattades det vara ett mycket förmånligt alternativ att höja metervikten utan att öka axelvikten då man jämförde investerings- och transportkostnader, och då axelvikten var den bestämmande faktorn för de baninvesteringar som förutsätts. Detta förutsätter att axelmängden per längdenhet vagn ökas. Alternativen är att förkorta fyraxliga vagnar eller ha vagnar med flera axlar. I fortsättningen är det viktigt att granska hur kraven gällande vagnarnas gångegenskaper uppfylls för de olika alternativen. Genom att höja metervikten kunde man effektivisera transporterna avsevärt, för transporterna till Kemi förutsatte med grundalternativet 15 tågpar per dygn medan alternativen med 12 tons metervikt endast krävde 8 tågpar. Då trafikeringen effektiviseras minskar också behovet av investeringar i förmedlingskapaciteten betydligt.



**Nurmikolu Antti – Kolisoja Pauli – Korkeamäki Samuel: A Feasibility Study on General Techno-Economics of Heavy Haul Ore Transport and a Case Study on Kemi-Kolari Line.** Finnish Rail Administration, Rail Network Department. Helsinki 2009. Publications of the Finnish Rail Administration. A 7/2009. 32 pages and 8 appendices. ISBN 978-952-445-288-5, ISBN 978-952-445-289-2 (pdf), ISSN 1455-2604, ISSN 1797-6995 (pdf).

## ABSTRACT

Several mine projects are under planning in Northern Finland, which if realised, will create a large transportation need. Construction of 25 km of new track is nearing completion for the Talvivaara mine which is already in operation. The exploitation of the Sokli phosphorus deposit in Savukoski will require a new 100–170 km railway line depending on the routing option. The products to be refined from the iron ore deposits in the Pajala–Kolari area are going to create a transportation need for about 13 Mt/year which corresponds to a third of the goods transported on Finland's entire rail network in 2007.

The study assessed the improvements required on the railway lines prior to the increase in the axle load and/or load per metre as well as the impact of the increases on the maintenance of track components in general and the individual case sections in Northern Finland. The study aimed to combine the evaluation of the technical preconditions for increasing loads with assessing the benefit from improved transport efficiency. The study consisted of several subprojects.

The key factors that need to be assessed from the viewpoint of transport safety prior to increasing the maximum allowable loads are the bearing capacity of bridges and culverts and the stability of the embankment. Foreign experiences indicate that, especially from the viewpoint of track maintenance, increased axle loads had a significant impact on rails, turnouts and crossings, insulated joints, old stone culverts and fatigue resistance of old bridges. Observations about the impact of increased axle load on maintenance costs are contradictory.

The advantageousness of increasing the load per metre should be considered in addition to increasing axle load. The eight-ton load per metre limit for rolling stock in Technical guidelines for track (RATO) part 1 is not always justified. In the case of bulk products of high bulk density, such as metal mine products, the load per metre allowed by the track largely determines the achievable transport capacity of the line and thereby also transport costs. On the other hand, an increase in axle load does not improve transport efficiency in practice, if the rolling stock can be designed just for the load per metre-axle load combination desired. The determining factor from the viewpoint of new wagon's transport efficiency is optimal wagon length.

In the case study on the transportation needs of the Kolari region mines, an increase in load per metre without increasing axle load was found to be very advantageous option since axle load was the determining factor from the viewpoint of required infrastructure investments. This requires increasing the number of axles per unit of wagon length. The alternatives are, in practice, the shortening of a four-axle wagon or wagons with more axles. Further considerations are needed to study possible ways of achieving the required running characteristics with such wagons. An increase in load per metre made transport dramatically more efficient as the daily need of the basic alternative of 15 pairs of trains fell to 8 pairs with the 12 tonnes load per metre alternative. As transportation became more efficient, the need for capacity investments also decreased significantly.

## ESIPUHE

Tämän elokuussa 2008 käynnistyneen esiselvityksen taustalla oli Pohjois-Suomeen kaavaillut useat merkittävät kaivoshankkeet, jotka toteutuessaan synnyttävät suuren kuljetustarpeen. Kuljetustehokkuuden lisäämistavoitteet aiheuttavat painetta ratojen sallittujen akseli- ja metripainojen korottamiseen.

Työ on tehty Ratahallintokeskuksen toimeksiannosta. Työhön kuului useita eri asiantuntijaorganisaatioilla teetettyjä osaprojekteja, joiden sisältömäärittelystä samoin kuin työn koordinoinnista ja osaprojektien kokonaisuuden hallinnasta vastasi Tampereen teknillinen yliopisto (TTY) Antti Nurmikolun ja Pauli Kolisojan johdolla. Työn ohjausryhmän muodostivat:

- Markku Nummelin (pj), Ratahallintokeskus
- Matti Levomäki, Ratahallintokeskus
- Siru Koski, Ratahallintokeskus
- Tuomo Viitala, Ratahallintokeskus
- Pauli Kolisoja, Tampereen teknillinen yliopisto
- Antti Nurmikolu, Tampereen teknillinen yliopisto

Janne Wuorenjuuri Oy VR-Rata Ab:stä toimi lisäksi ohjausryhmän merkittävänä tukena. Työn osaprojekteja toteuttivat TTY:n lisäksi Transportation Technology Center Inc. (TTCI) Usa:sta, Luulajan Teknillinen Yliopisto (LTU), Oy VR-Rata Ab ja Ramboll Finland Oy. TTY:n osaprojektissa työhön osallistuivat Antti Nurmikolu, Pauli Kolisoja ja Samuel Korkeamäki. TTCI:n osuudesta vastasi John Tunna. LTU:lla työtä koordinoi Lennart Elfgrén, Ulla Juntti ja Uday Kumar. Oy VR-Rata Ab:sta työhön osallistuivat Janne Wuorenjuuri, Tero Kosonen, Hannu Siira, Risto Parkkila, Ilkka Sinisalo, Auli Vanhoja ja Jouko Suomalainen. Ramboll Finland Oy:n osalta työstä vastasi Pekka Iikkanen.

Työ jakautui yleiseen akseli- ja metrikuormien teknis-taloudelliseen tarkasteluun ja Pohjois-Suomen rataosille, erityisesti (Oulu–)Kemi–Kolari-rataosalle, sovellettuun case-tarkasteluun. TTY:n, TTCI:n ja LTU:n osaprojektit muodostivat yleisen osuuden. Case-tarkasteluissa pääosassa oli Oy VR Rata Ab:n ja Ramboll Finland Oy:n osaprojektit. Case-osuutta koskien Kolarin seudun kaivoshankkeen kuljetuksia koskevan aiemman työn (RHK A8/2008) havainnot olivat merkittävä lähtökohta. Kutakin osaprojektia koskevat erillisraportit ja lausunnot ovat tämän työn liitteenä.

Helsingissä, kesäkuussa 2009

Ratahallintokeskus  
Rataverkko-osasto



## SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
SAMMANDRAG.....	4
ABSTRACT .....	5
ESIPUHE.....	6
1 JOHDANTO.....	9
1.1 Näkymät kaivostoimintojen kuljetustarpeista .....	9
1.2 Ratatekniset rajoitteet kaivoskuljetusten taloudellisuudelle.....	12
1.3 Työn sisältö ja tavoite.....	12
1.4 Raportin rakenne .....	13
2 TYÖN OSAPROJEKTIEN YHTEENVETO.....	14
2.1 Osaprojektit .....	14
2.2 Raskaat kuljetukset ulkomailla ja vaunujen kuljetuskapasiteetilaskelmat (liite 1) .....	15
2.3 Kokemukset raskaista akselipainoista Pohjois-Amerikassa (liite 2) .....	17
2.4 Kunnossapito- ja siltakokemukset Malmбанalla (liitteet 3a ja 3b) .....	18
2.5 Metripainon vaikutus siltojen kantavuuteen Kemi-Kolari rataosalla (liite 4) .....	19
2.6 Pohjois-Suomen silta- ja rumpuselvitys (liite 5) .....	19
2.7 Pohjois-Suomen stabiliteettiselvitys (liite 6) .....	20
2.8 Raportin RHK A8/2008 liikennetarkastelujen laajennus (liite 7) .....	21
2.9 RHK-A8/2008-raportin taloudellisuuslaskelmien laajennus (liite 8) .....	22
3 PÄÄTELMÄT JA JATKOTUTKIMUSSUOSITUKSET .....	24
3.1 Yleiset päätelmät .....	24
3.2 Kemi-Kolari-rataosan laskelmia koskevat päätelmät .....	27
3.3 Tarkastelujen puutteet ja kootut jatkotutkimussuositukset.....	29
LÄHTEET .....	31
LIITTEET	
LIITE 1 Korkeamäki, S. & Nurmikolu, A. Raskaat rautatiekuljetukset ulkomailla ja vaunukaluston kuljetuskapasiteetilaskelmat. TTY. 49 s.	
LIITE 2a Tunna, J. North American heavy haul experience. TTCI(UK) ltd. 23.12.2008. 75 p., 2 app.	
LIITE 2b Lane, K. Kommentit TTCI:n selvityksestä. Pöyry CM. 2 s.	
LIITE 2c Wuorenjuuri, J. Kommentit Pohjois-Amerikan ja Ruotsin silta- ja rumpuhavaintoihin. Lausunto. Oy VR-Rata Ab. 4 s.	
LIITE 3a Elfgrén, L., Enochsson, O., Puurula, A., Nilimaa, J. & Töyrä, B. Preliminary Assessment of Finnish Railway Bridges. Luleå University of Technology. 15.1.2009. 35 p., 1 app.	

- LIITE 3b Juntti, U. Maintenance experiences from Malmbanan with increased axle load (Section 111 Kiruna to Riksgränsen). Luleå University of Technology. 15.1.2009. 16 p.
- LIITE 4 Parkkila, R. Kaivoskaluston metripainon vaikutus siltoihin välillä Kemi-Kolari. Lausunto. Oy VR Rata Ab. 9.12.2008. 4 s.
- LIITE 5 Wuorenjuuri, J. Pohjois-Suomen akselipainoselvitys siltojen ja rumpujen osalta. Lausunto. Oy VR-Rata Ab. 26.11.2008. 5 s., 2 liitettä.
- LIITE 6 Siira, H. & Vanhoja, A. Raskaiden junien edellytysten esiselvitys - Stabiliateetti. Rataosat Oulu-Laurila-(Ajos)-Kolari-(Äkäsjoki) ja Laurila-Kellosekä. 18.12.2008. 34 s., 2 liitettä.
- LIITE 7 Kosonen, T. Kolarin kaivoshankkeet -selvityksen päivitys, liikenteelliset tarkastelut. Muistio. Oy VR-Rata Ab. 17.12.2008. 4 s., 2 liitettä.
- LIITE 8 Iikkanen, P. Kolarin seudun kaivoshankkeet. Rautatiekuljetusjärjestelmien yhteiskuntataloudelliset lisätarkastelut. Loppuraportti 23.1.2009. Ramboll Finland Oy. 14 s.



## 1 JOHDANTO

### 1.1 Näkymät kaivostoimintojen kuljetustarpeista

Suomessa on vireillä useita kaivoshankkeita (kuva 1) [1]. Uusista kaivoshankkeista pisimmälle on ehtinyt lokakuussa 2008 tuotantonsa aloittanut Talvivaaran kaivos, joka keskittyy erityisesti nikkelin tuotantoon. Talvivaaran kaivoksen kuljetustarpeita varten on valmistumassa noin 25 km uutta rataa, joka liittää kaivoksen olemassa olevaan rata-verkkoon. Uusi rata on mitoitettu 25 tonnin akselipainolle ja arvio radalla kulkevista tavaravirroista on 2 Mt vuodessa [2].

Talvivaaran ratahanke toimii mittakaavaa antavana esimerkkinä niistä valtavista kuljetustarpeista, joita kuvan 2 mukainen ennuste [3] maamme kaivostoiminnan kehityksestä toteutuessaan aikaansaisi hyvinkin nopealla aikajänteellä. Ennuste on esitetty kesäkuussa 2008, jonka jälkeen finanssikriisin vaikuttamana esimerkiksi Kevitsan hankkeen Sodankylässä on tiedotettu viivästyvän [4].

Aktiivisesti etenevistä hankkeista kuljetustarpeita ajatellen laajimpia ovat Savukoskella sijaitseva Soklin fosforimalmiesiintymä sekä Kolari–Pajalan alueen rautamalmiesiintymät. Soklin kaivoksen olemassa olevaan rataverkkoon liittyvän uuden radan suunnittelu on ympäristövaikutusten arviointivaiheessa. Reittivaihtoehdosta riippuen uuden ratalinjan pituudeksi on suunniteltu 100–170 km [5]. Soklin radan suunnitteluperusteena on 25 tonnin akselipaino ja kaivostoimintojen noin 2,5 Mt vuotuinen kuljetustarve [6].

Suunnitteilla olevista kaivoshankkeista suurinta kuljetustarvetta edellyttää osin Ruotsin puolelle Pajalan alueelle ja osin Kolarin alueelle sijoittuvat rautamalmiesiintymät. Esiintymien oikeudet omistavan Northland Resources Inc.:n tavoitteena on saada toiminta nopeasti alkamaan Ruotsin puoleisesta Tapulin esiintymästä ja laajentaa toimintaa myöhemmin muihin lähialueiden esiintymiin kuvan 3 mukaisesti [7]. Tapulin esiintymän 3 Mt vuotuisen rautatuotannon osalta yhtiö on sitoutunut hoitamaan kuljetukset Kemi–Kolari-ratalinjaa pitkin Kemin satamaan [8]. Tapulia lukuun ottamatta muun tuotannon osalta satamia ei ole vielä päätetty ja tarkasteltavina vaihtoehtoina ovat olleet myös syvän meriväylän tarjoavat Kalix ja Narvik [9]. Kun tuotanto on kussakin esiintymässä vuonna 2013–2014 päässyt täyteen vauhtiin, yhtiö ennakoi rautatuotteiden kuljetustarpeeksi noin 10 Mt vuodessa. Tätä kuljetustarvetta lisää kaivos- ja jalostustoimintaan liittyvät, kaivoksille päin suuntautuvat tavaravirrat. Northland Resources Inc. tavoittelee pitkän tähtäimen ratkaisuna Tapulin läheisyyteen, Kaunisvaaraan, suunnitellulta jalostamolta uutta, noin 20 km pituista ratalinjaa Kolariin olemassa olevan radan varten.

Kuvan 3 mukaiset tuotantoennusteet ovat joulukuussa 2008 tarkentuneita arvioita. Tässä työssä Kemi–Kolari osuudella tehdyissä case-tarkasteluissa on käytetty aiempaa [10], taulukon 1 mukaista tuotantoennustetta. Kaivostoimintojen kuljetustarpeiden laajuuden havainnollistamiseksi on syytä huomata, että pelkästään mainituista Kolarin–Pajalan alueen esiintymistä muodostuva taulukon 1 mukainen rautatuotteiden tavaravirta vuonna 2014 vastaisi kolmannesta maamme koko rataverkolla kuljetetusta tavaramäärästä vuonna 2007.

## Uusimmat malmilöydöt ja kaivosyhtiöiden tutkimuskohteet

### Kulta

1. Iso-Kuotko - Agnico-Eagle Ltd
2. Suurikuusikko - Agnico-Eagle Ltd
3. Hanhima - Dragon Mining Ltd
4. Kettukuusikko - Taranis Resources Inc.
5. Kuusamo - Dragon Mining Ltd
6. Kuusamo - Belvedere Resources Oy
7. Laivakangas - Nordic Mines Ab
8. Hirsikangas - Belvedere Resources Oy
9. Kopsa - Belvedere Resources Oy
10. Ilomantsi - Endomines Oy
11. Osikonmäki - Belvedere Resources Oy
12. Haveri - Lappland Goldminers Ab
13. Orivesi - Dragon Mining Ltd
14. Jokisivu - Dragon Mining Ltd
15. Ritakallio - Dragon Mining Ltd
16. Kaapelinkulma - Dragon Mining Ltd

### Palladium & Platina

17. Arctic Platinum - North American Palladium Ltd

### Perusmetallit

18. Inari nikkeli - Vale Inco Ltd
19. Pulju nikkeli - Anglo American Exploration B.V.
20. Kevitsa nikkeli-PGE - First Quantum Minerals Ltd
21. Koillismaa-Näränkä nikkeli-PGE - Nortec Ventures Corp. and Akkerman Exploration B.V.
22. Kuhmo nikkeli - Vulcan Resources Ltd
23. Talvivaara nikkeli, sinkki, kupari - Talvivaara Mining Co.
24. Rautavaara nikkeli - FinMetal Mining Oy
25. Kylälahti koboltti, kupari - Vulcan Resources Ltd
26. Hautalampi nikkeli - Belvedere Resources Oy
27. Särkiniemi, Valkeisenranta nikkeli - Belvedere Resources Oy
28. Mäntymäki nikkeli - Belvedere Resources Oy
29. Sahakoski nikkeli - Belvedere Resources Oy

### Timantti

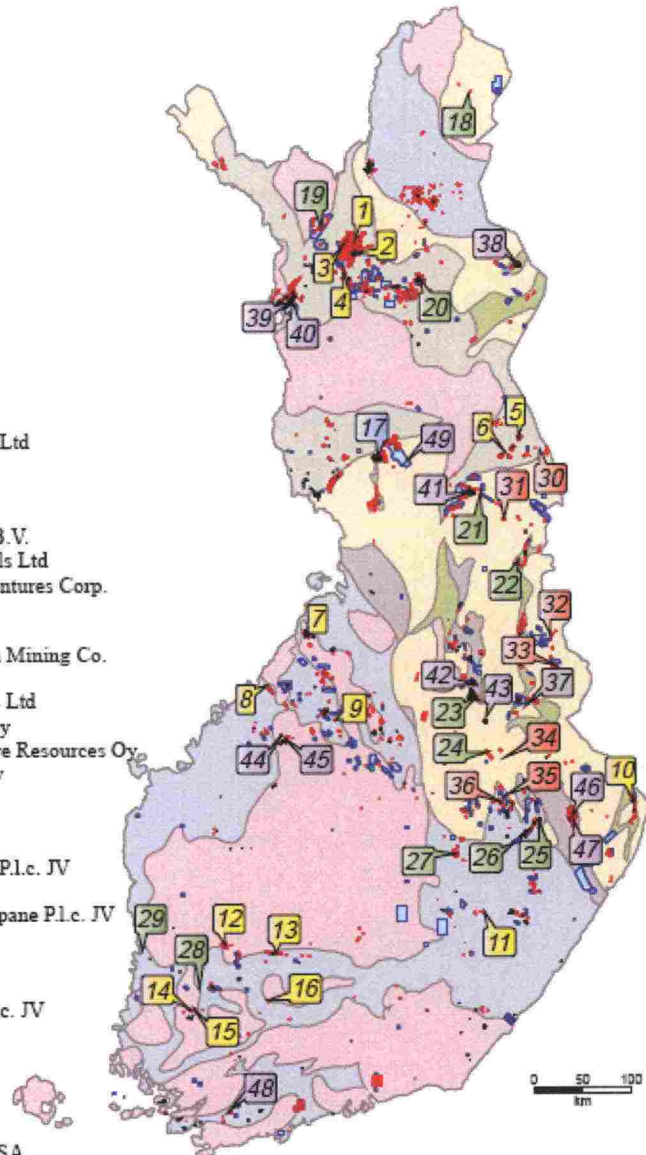
30. Kuusamo - Mantle Diamonds Ltd & Kopane P.l.c. JV
31. Kuusamo - Sunrise Diamonds P.l.c.
32. Lentä-Kaavi - Mantle Diamonds Ltd & Kopane P.l.c. JV
33. Kuhmo - Karelian Diamond Resources P.l.c.
34. Nurmes - Mantle Diamonds Ltd
35. Kaavi-Kuopio - Sunrise Diamonds P.l.c.
36. Kaavi - Mantle Diamonds Ltd & Kopane P.l.c. JV

### Hopea

37. Taivaljärvi - Silver Resources Oy

### Muut

38. Sokli fosfori, niobium - Yara International ASA
39. Sivakkalehto rauta - Tertiary Minerals P.l.c.
40. Kolari rauta - Northland Resources Ab
41. Mustavaara vanadiini - Adriana Resources Inc.
42. Punasuo talkki - Mondo Minerals Oy
43. Alanen talkki - Talc de Luzenac
44. Länttä litium - Keliber Resources Ltd Oy
45. Koivusaarenneva ilmeniitti - Kalvinit Oy
46. Paukkajanvaara uraani - Agricola Resources P.l.c.
47. Eno uraani - Areva
48. Hyypiänmäki kalsiitti - Omya Oy
49. Ranua uraani - Areva

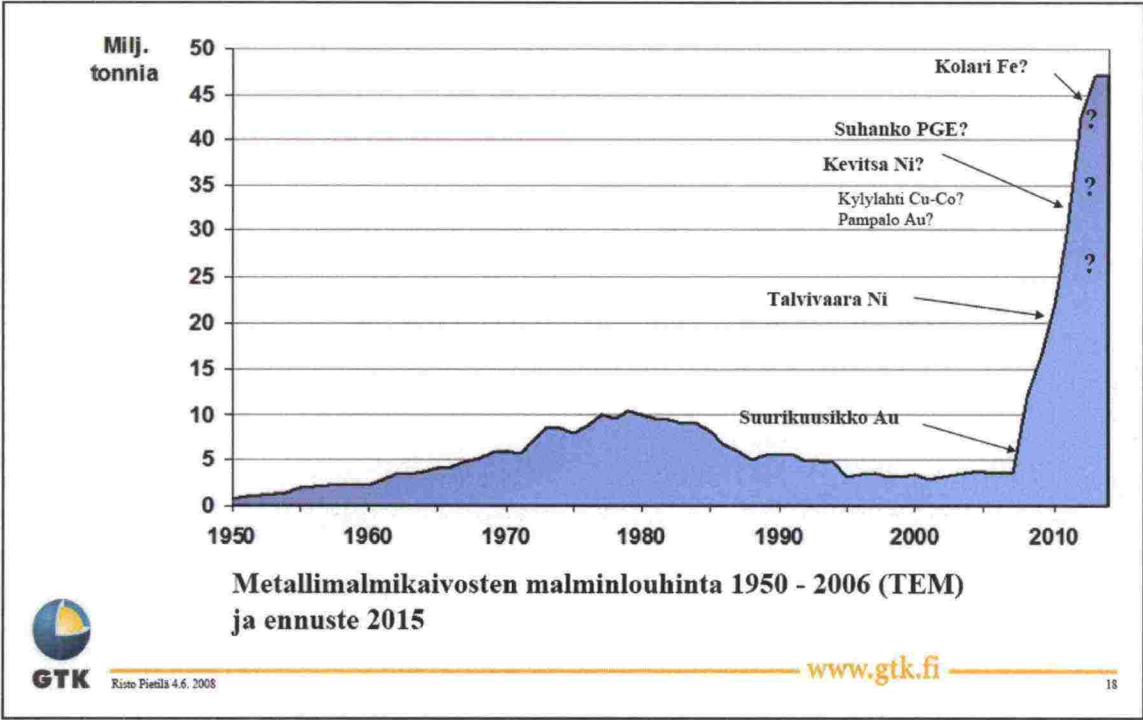


Valtaustilanne 10.12.2008

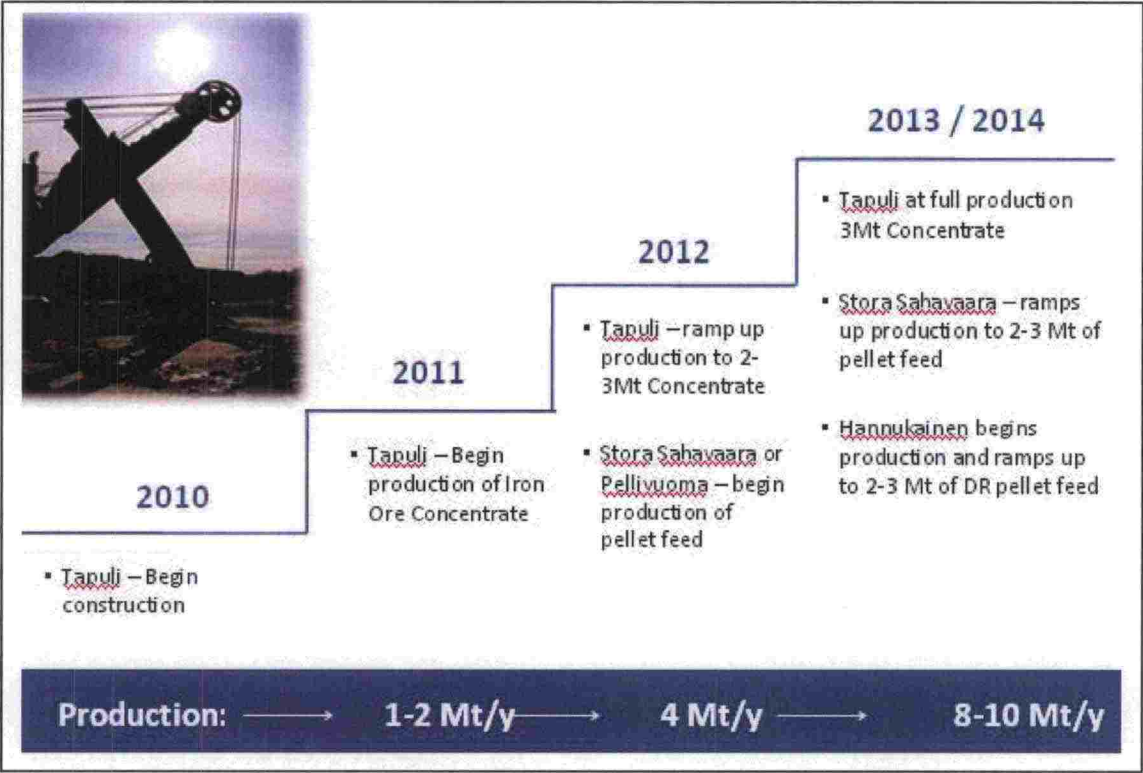
- Kaivospiiri
- Valtaus
- Väraus

Kuva 1. Tutkittavana tai kaivossuunnittelussa olevia malmilöydöksiä [1].





Kuva 2. Metallimalmikaivosten malminlouhinta ja ennuste vuoteen 2015 [2].



Kuva 3. Northland Resources Inc:n suunnitelma Kolarin–Pajalan alueen kaivos-toiminnan aikataulusta [7].

*Taulukko 1. Kemi–Kolari-rataosan case-tarkasteluissa käytetyt Northland Resources Inc.:n arviot Kolarin–Pajalan alueen kaivostuotteiden kuljetustarpeista [10].*

	2009	2010	2011	2012	2013	2014
Raskas murske	0,15	0,3	0,2			
Rikaste		1,5	3,0	3,0	3,0	3,0
Pelletti				3,8	8,8	10,1
Yhteensä	0,15	1,8	3,2	6,8	11,8	13,1

## 1.2 Ratatekniset rajoitteet kaivoskuljetusten taloudellisuudelle

Radan sallimat kuormitukset määräävät tiukat reunaehdot kuljetusten tehostamiselle. Nykyisellään akselipaino on pääsääntöisesti rajoitettu 22,5 tonniin. Useilla rataosilla sallitaan kuitenkin venäläisen standardin mukaisilla vaunuilla 24,5 tonnin akselipaino. Muutamilla rataosilla sallittu akselipaino on 25 tonnia. Dynaamisen kuormituksen hallitsemiseksi eri akselipainoille on määrätty maksiminopeus. [11.] Akselikuormarajoitteen lisäksi RATO 1 [12] rajoittaa liikkuvan kaluston metripainon erikoiskuljetuksia lukuun ottamatta 8 tonniin metriä kohti. Metripainolla tarkoitetaan veturin tai vaunun staattista painoa jaettuna sen puskimesta puskimeen mitatulla pituudella.

Sallitulle akselipainolle on kuljetusten tehostamistarpeista aiheutuvia korotuspaineita monilla rataosilla. Tavoite onkin saada sallittu akselipaino korotetuksi koko runkorataverkolla 25 tonniin. Tällöin myös investoinnit 25 tonnin akselipainon mahdollistavaan kalustoon tulevat mielekkäämmiksi. Korottamisedellytyksiä koskevia rataosakohtaisia selvityksiä on tehty joillakin rataosilla [esim. 13, 14].

Suuren tilavuuspainon omaavilla kaivostuotteilla kuljetustalouden asettama paine suurempiin akselipainoihin korostuu. Raskailla tuotteilla, kuten erityisesti rautakaivostuotteilla, metripainorajoitus voi kuitenkin muodostua vielä akselipainoa määräävämmäksi kuljetusten taloudellisuutta sääteleväksi tekijäksi. Esimerkiksi aiemmasta Kolarin seudun kaivoshankkeita koskeneesta tarkastelusta [10] voitiin havaita, että sallitun akselipainon korottaminen aina 30 tonniin ei käytännössä lisää kuljetustehokkuutta, mikäli sallittua metripainoa ei voida korottaa.

## 1.3 Työn sisältö ja tavoite

Työ voidaan jakaa sisältötavoitteen osalta kolmeen osioon:

- 1) Raskaita junakuormia koskevien tutkimusten ja käytössä saatujen kokemusten kerääminen ulkomaisilta toimijoilta kotimaisen päätöksenteon tueksi.
- 2) Radan kuormarajoitteet ja kuljetustehokkuuden edistämisen yhdistävä tarkastelu koskien vaunun pituuden ja akselien sijoittelun sekä radan sallimien akseli- ja metrikuormien merkitystä kaivostuotteiden kuljetustehokkuuteen.

- 3) Case-selvitykset koskien sallittujen kuormien korotusedellytyksiä Pohjois-Suomen rataosilla. Erityistapauksena sekä kuormavaihtoehtojen edellyttämät radan parannustoimenpiteet että kuljetustehokkuudessa saavutettavat hyödyt huomioimaan pyrkivä teknis-taloudellinen vaihtoehtoverailu (Oulu–)Kemi–Kolari-rataosalla.

Työn tavoitteena on arvioida ennen akseli- ja/tai metripainon korottamista edellytetyjä radan parannustoimia sekä korotusten vaikutusta radan komponenttien kunnossapitoon yhtäältä yleisesti sekä toisaalta case-rataosilla yksilöidysti.

Jo työn sisältömäärittelyssä tuli ilmeiseksi, että radan parannustoimien mielekkyys määräytyy täysin tapauskohtaisesti kuljetustarpeen, ennen muuta kuljetusten kokonaisvolyymin ja kuljetettavan tavarantoimien ominaisuuksien perusteella. Tästä syystä pelkän teknisen radan komponentteja koskevan tarkastelun sijaan keskeisenä tavoitteena on yhdistää kuormien korottamisen ratateknisten edellytysten tarkastelu yhteen kuljetustehokkuuden paranemisesta saavutettavan hyötytarkastelun kanssa. Tästä samasta syystä tavoitteisiin sisällytettiin myös vaunukaluston ominaisuuksilla saavutettavissa olevien radan kuormitushelpotusten ja kuljetussäästöjen arviointi.

#### **1.4 Raportin rakenne**

Raportin luvussa 2 kuvataan työhön sisältyneiden osaprojektien tausta ja tavoitteet sekä esitetään yhteenveto niissä saavutetuista keskeisimmistä tuloksista. Osaprojekteja koskevat yksityiskohtaisemmat raportit ja lausunnot ovat kokonaisuudessaan raportin liitteinä. Yleiset ja case-osioihin jaotellut keskeisimmät päätelmät sekä jatkotutkimussuosituksukset esitetään luvussa 3. Liitteiden osaraportit kuvaavat itse osaprojekteja yksityiskohtaisemmin ja sisältävät myös lukua 3 täydentäviä yksilöidymiä päätelmiä.



## 2 TYÖN OSAPROJEKTtien YHTEENVETO

### 2.1 Osaprojektit

Työhön kuuluivat taulukon 2 mukaiset osaprojektit, joiden sisältömäärittelyt perustuivat työn kokonaisuuden tarpeisiin. Työn jako osaprojekteihin oli välttämätöntä tekijäjoukon laajentamiseksi johtuen hyvin kiireellisestä aikataulusta. Jako luonnollisesti mahdollisti myös kunkin osa-alueen parhaiden asiantuntijoiden keskittymisen omaan aihealueeseensa. Osaprojektien sisältömäärittelyistä, työn koordinoinnista ja yhteenvedosta vastasi TTY. Seuraavissa luvuissa tarkastellaan osaprojektien taustoja ja joitakin yleispiirteisiä tuloksia, joiden käsittelyä jatketaan luvun 3 päätelmissä. Yksityiskohtaisemmin osaprojekteja käsitellään liitteissä.

*Taulukko 2. Työn osaprojektit.*

Osaprojekti	Toteuttajat		Liite
Katsaus ulkomaisiin malmikuljetuksiin ja vaunukalustoon. Vertailu radan akseli- ja metrikuorman sekä vaunukaluston merkityksestä kuljetuskapasiteettiin.	TTY	A. Nurmikolu, P. Kolisoja, S. Korkeamäki	1
Radan komponentteja ja kalustoa koskevat kokemukset raskaista kuljetuksista Pohjois-Amerikassa.	TTCI	J. Tunna et al.	2
Siltoja ja radan kunnossapitoa koskevat kokemukset 30 tonnin akselipainoista Malmбанalla.	LTU	L. Elfgren, U. Juntti, U. Kumar	3a 3b
Kantavuuslaskelmat metripainon vaikutuksesta siltojen kantavuuteen Kemi-Kolari-rataosalla.	VR-Rata	R. Parkkila, I. Sinisalo, J. Wuorenjuuri	4
Akselipainon korotusta koskeva Pohjois-Suomen rataosien siltaselvitys.	VR-Rata	J. Wuorenjuuri, I. Sinisalo, J. Suomalainen	5
Akselipainon korotusta koskeva Pohjois-Suomen rataosien rumpuselvitys.	VR-Rata	J. Wuorenjuuri, H. Siira	5
Akselipainon korotusta koskeva Pohjois-Suomen rataosien stabiiliteettiselvitys.	VR-Rata	H. Siira, A. Vanhoja	6
Täydentävät liikenteelliset laskelmat "Kolarin seudun kaivoshankkeet"-raporttiin [10].	VR-Rata	T. Kosonen	7
Täydentävät taloudelliset laskelmat "Kolarin seudun kaivoshankkeet"-raporttiin [10].	Ramboll Finland	P. Iikkanen	8

## 2.2 Raskaat kuljetukset ulkomailla ja vaunujen kuljetuskapasiteetilaskelmat (liite 1)

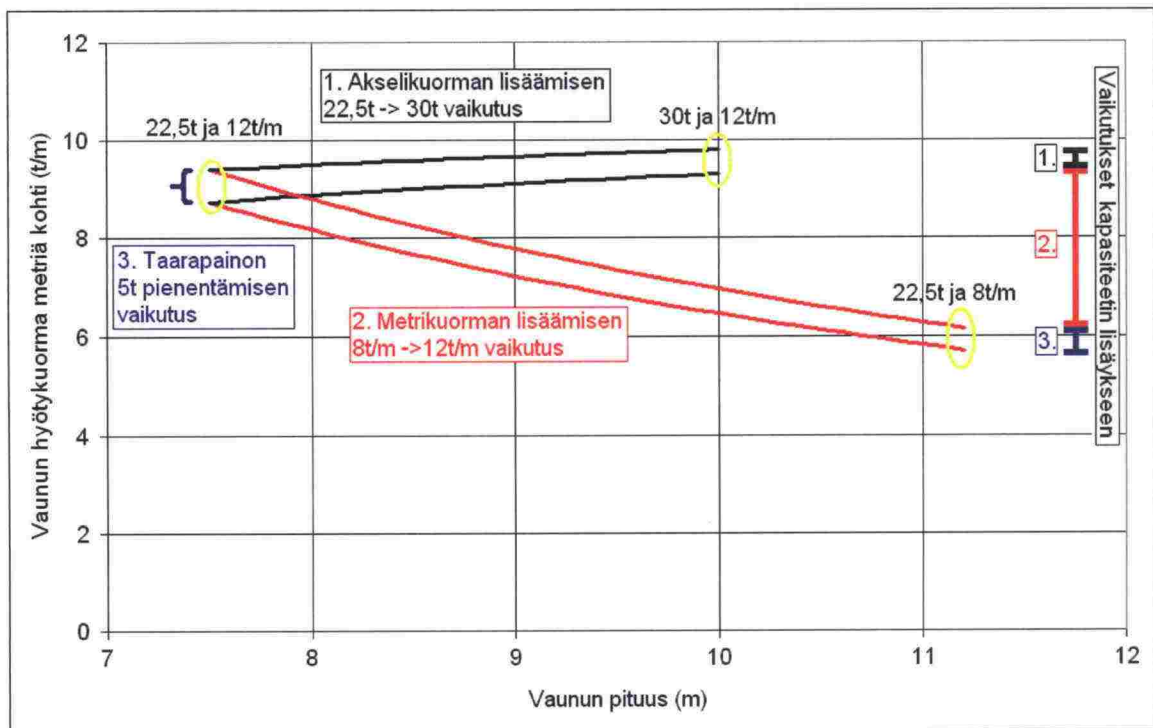
Esiselvitys aloitettiin katsauksella ulkomaisiin raskaisiin rautatiekuljetuksiin pyrkien erityisesti rautamalmikuljetuksissa sovellettujen akseli- ja metrikuormien sekä liikennemäärien kartoittamiseen. Yleisellä tasolla tarkasteltiin myös malmikuljetuksissa käytettyä vaunukalustoa. Katsaus helpottaa tiedonhakua myöhemmissä raskaita junia koskevissa jatkoselvityksissä.

Pohjois-Amerikassa raskaalla liikenteellä on pitkät perinteet. Nykyisin rajoituksitta sallitaan 32,4 tonnin akselipaino. Kuljetettavasta tavarasta enemmistö on hiiltä ja malmikuljetuksia on rautateillä melko vähän. Kuljetettavan tavarantoiminnan tilavuuspainolla on ratkaiseva merkitys kuljetustehokkaan vaunukaluston mittoihin ja siten metripainoihin. Selvästi suurinta rautamalmin kuljetus rautateillä on Luoteis-Australiassa ja Brasiliassa. Yksittäisellä ratalinjalla kuljetettavat tavaramäärät ovat enimmillään liki 150 Mt vuodessa, eli lähes neljä kertaa koko Suomen rataverkolla kulkeva kokonaistavaramäärä. Akselipainot ovat suurimmillaan 40 tonnia. Kehitystyön myötä vaunujen taarapainot ovat silti usein selvästi kotimaista nykykalustoa alhaisempia.

Työn toisessa osiossa tehtiin vertailulaskelmia eri vaunumalleilla ja erisuuruisilla sallituilla akseli- ja metrikuormilla saavutettavissa olevista kuljetuskapasiteeteista. Kun junapituus oletetaan rajoitetuksi, vaunustometriä kohti laskettu hyötykuorma todettiin sopivaksi parametriksi kuljetuskapasiteetin vertailuun.

Vaunujen kapasiteetin lisäämistä tarkastelleen vertailun tulos oli kuvan 4 esimerkin mukaisesti yksikäsitteinen. Sallittu metripaino määrää suurelta osin sen, kuinka suuri vaunun kuljetuskapasiteetti on mahdollista saavuttaa. Esimerkin mukaisesti sallitun metripainon lisäämisellä 8 t:sta/m 12 t:iin/m on vaunun pituus optimoimalla mahdollista lisätä vaunustometriä kohti laskettua kuljetuskapasiteettia 54 %. Vastaavasti akselipainon korotus 22,5 tonnista 30 tonniin mahdollistaa 12 tonnin metripainolla vain noin 6 % kapasiteettilisäyksen. Akselipainon lisäyksellä saavutettava kapasiteettihyöty on jopa pienempi kuin 5 tonnin taarapainokevennyksellä saavutettava kapasiteettihyöty, jonka suuruus on esimerkissä noin 8 %. Kirjallisuudessa havaittujen vaunujen taarapainoissa on merkittäviä eroja ja kehittyneillä vaunuilla 5 tonnin taarapainovähennys suhteessa tyyppilliseen nykykalustoon vaikuttaa hyvinkin realistiselta saavuttaa.



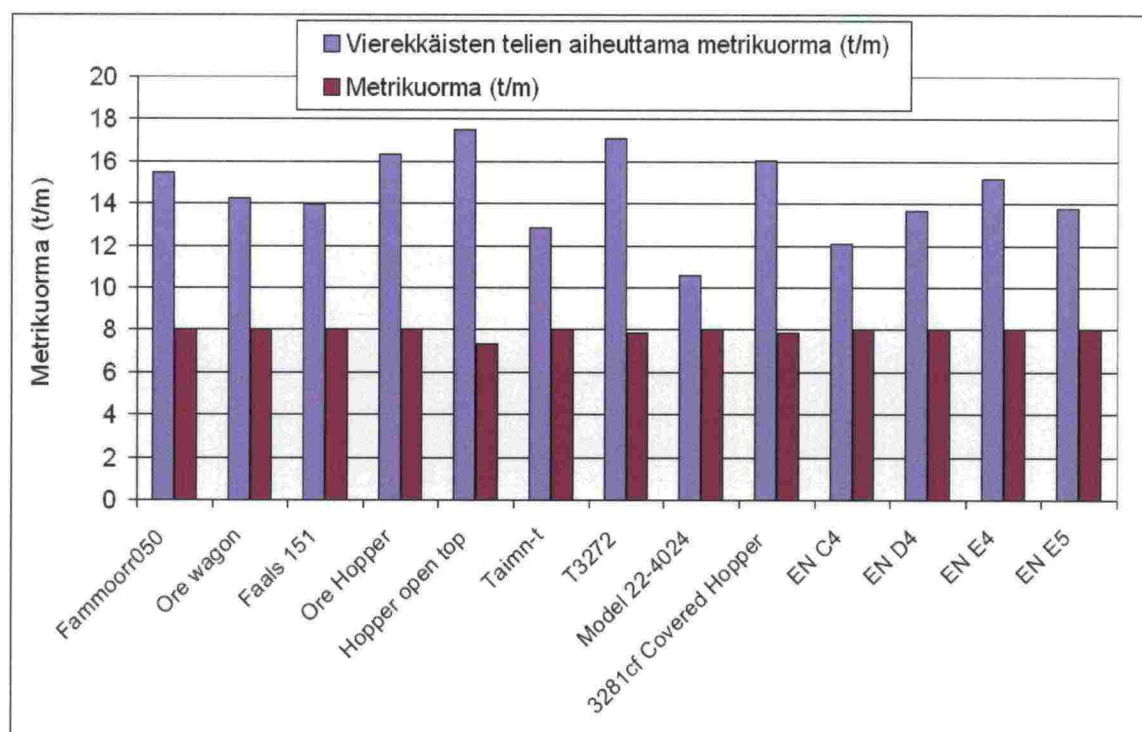


Kuva 4. Esimerkkitarkastelu sallitun metripainon ja sallitun akselipainon lisäämisellä sekä taarapainon pienentämisellä saavutettavissa olevista hyödyistä vaunumetriä kohti lasketussa kuljetuskapasiteetissa. "Saavutettavissa ololla" viitataan siihen, että hyöty edellyttää vaunupituuden optimointia metrikuormaa vastaavaksi (kuvassa esitetty neliakseliselta vaunulta edellytetty vaunupituus).

Tarkastelujen perusteella kuljetuskapasiteetin optimoinnin kannalta lähtökohtana tulee olla uuden vaunukaluston suunnittelu siten, että sekä radan sallima akselipaino että metripaino on mahdollista hyödyntää täysimääräisesti. Tämä edellyttää, että vaunun pituus on sellainen, että radan sallimalla maksimiakselipainolla saavutetaan myös radan sallima maksimimetripaino. Mikäli sallittua metripainoa korotetaan nykyisestä 8 tonnista metriä kohti, olemassa olevalla kalustolla ei ole käytännössä mahdollista tehostaa kuljetuksia. Rataan kohdistuvien rasitusten ja kuljetusten tehokkuuden yhteistarkastelun näkökulmasta uuden vaunutyypin suunnittelussa on tärkeää keskittyä vaunupituuteen sekä akseleiden sijoitteluun, ennen muuta akseleiden määrään vaunun pituusyksikköä kohti. Asian käsittelyä jatketaan päätelmiä koskevassa luvussa 3.1.

Ratojen luokittelussa sovellettavaksi tulevan EN-standardin [15] mukainen akseleiden sijainnin huomiointi sallittua akselipainoa määriteltäessä vaikuttaa RATO 1:n mukaiseen kiinteään metripainorajoitukseen verrattuna mielekkäämmältä. Tätä voidaan perustella kuvalla 5, johon on laskettu 25 tonnin akselipainon ja 8 tonnin metripainon mahdollistama "teliparin aiheuttama metrikuorma" kahden peräkkäisen telikuorman summan suhteena teliparin kauimmaisten akselien väliseen etäisyyteen eri vaunumalleilla. Näin laskettua teliparin aiheuttamaa metrikuormaa voidaan pitää monissa tapauksissa radan rasitusten kannalta metrikuormaa määräävämpänä parametrina. Oleellista kuvassa 5 on se, että teliparin aiheuttama metrikuorma vaihtelee eri vaunujen välillä merkittävästi huolimatta vaunujen keskenään yhtenevistä akselipainoista ja metripainoista.





Kuva 5. Kahden peräkkäisen telin mitalle lasketut metrikuormat eri vaunuilla. Kaikissa tapauksissa akselipaino on rajoitettu 25 tonniin ja metrikuorma 8 tonniin metriä kohti.

### 2.3 Kokemukset raskaista akselipainoista Pohjois-Amerikassa (liite 2)

Työssä koottiin kotimaisen päätöksenteon ja tutkimussuunnittelun tueksi Transportation Technology Center Inc.:n (TTCI) hankkima laaja-alainen tutkimustieto ja Pohjois-Amerikassa saavutetut kokemukset raskaiden junakuormien vaikutuksista radan komponentteihin ja kalustoon.

Pohjois-Amerikassa saatujen kokemusten mukaan akselikuormien kasvaessa keskeisiä ongelmia muodostuu dynaamisia kuormia korostavissa eristysjatkossa, vaihteissa ja raideristeyksissä sekä vaurioituneiden pyörien aiheuttamana. Myös pyörän ja kiskon profiilin ja kitkanhallinnan merkitys korostuu kulumien hallinnassa. Siltojen osalta akselipainon lisäyksellä on havaittu useissa tapauksissa vähennetyn vanhojen siltojen väsytykestävyyttä oleellisesti. FAST-koeradalla radan kunnossapitotyön havaittiin lisääntyvän 72 % siirryttäessä 29,8 tonnin akselipainosta 35,7 tonniin, kun kokonaisliikennemäärä säilyi samana.

Erityisesti ratapengertä koskevien havaintojen sovellettavuutta ajatellen on syytä huomata Pohjois-Amerikassa ja Suomessa pääosin routamitoituksesta juontava dramaattinen ero alusrakennekerroksissa. USA:ssa tukikerros voi olla asennettu suoraan pohjamaan päälle.

International Heavy Haul Associationin best practice -ohjeistuksessa [16] on esitetty eri akselipainoilla suositeltavat ominaisuudet radan komponenteille. Yleistettynä voidaan todeta, että Suomen 60E1-kiskoilla varustetut radat täyttävät 25–29 tonnin akselipainoille esitetyt suositukset.

## 2.4 Kunnossapito- ja siltakokemukset Malmбанalla (liitteet 3a ja 3b)

Luulajan Teknillisen Yliopiston (LTU) rautatietutkimusryhmän (JVTC) toimesta tehty työ jakaantui kahteen osaan. Ensimmäisessä osassa koottiin yhteen 25 ja 30 tonnin akselipainoista Malmбанan Kiruna–Riksgränsen osuudella saatuja kunnossapitokokemuksia. Toisessa osiossa kuvattiin Malmбанalla ja Haaparanta–Boden-rataosalla akselipainon korottamishankkeiden yhteydessä tehtyjä siltatarkasteluja ja verrattiin siltatyyppejä yleispiirteisesti Tornio–Kolari-rataosan siltoihin.

Ikiroudan päällä sijaitsevalla Kiruna–Riksgränsen-rataosalla 30 tonnin akselipainoon siirryttiin kalustotuotannon viivästymisestä johtuen vasta vuoden 2008 alussa. Kaluston maksiminopeus lastattuna on 60 km/h ja tyhjänä 70 km/h. Ikiroudan sulaminen aiheuttaa toisinaan jopa 25 mm painumia. Malmбанan kokemuksissa korostetaan akseli-kuorman lisäämisellä olevan merkittävin vaikutus ratapenkereeseen ja rumpuihin, eristysjatkoksiin, vaihteisiin sekä kiskoon ja kiskon kiinnitysoosiin. Paulssonin ja Berrgrenin [17] esittämässä infrastruktuurin investointikustannusten jaottelusta suurimpana tekijänä erottuu ratapenkereen vahvistaminen 40 % osuudellaan.

Vanhat kivirummut on todettu hyvin ongelmalliseksi akselipainon lisääntyessä. Raskaat kuormat aiheuttavat rumpukivien liikkumista. Akselipainolla 22,5 tonnia tapahtuvaa liikennettä kymmenen vuotta kestävien rumpujen on todettu vaurioituvan 25 tonnin akselipainon alaisina yhdessä vuodessa ja 30 tonnin akselipainon alaisina yhdessä kuukaudessa. Kiskon kulumisen hallinnassa kiskonhionta ja kaarrevoitelu on havaittu erityisen merkityksellisiksi. Vaihteet on Ruotsissa yleisesti ottaen todettu 13 % kustannusosuudellaan suurimmaksi yksittäiseksi kunnossapitokustannustekijäksi.

Kun Malmбанan akselipainoa korotettiin 25 tonnista 30 tonniin, Zeta-Tech yhtiö arvioi [18, 19] radan kunnossapitokustannusten muuttuvan  $-4...+13$  % riippuen siitä, vaihdetaanko uuteen kalustoon samalla rataystävälliset ohjautuvat telit ja siitä, miten kiskon hiontaa järkeistetään. JVTC:ssä kunnossapitokustannusten arviointiin kehitetty Decotrack-malli antoi hämmästyttävästi täysin saman ennusteen. Uudemmat Decotrack-mallinnukset viestivät, että korotus lisäisi liikenteestä riippuvia kunnossapitokustannuksia 29 % ja kunnossapidon kokonaiskustannuksia 14 %. Decotrack-tarkastelu painottuu päällysrakenteeseen liittyviin kustannuksiin.

Korotettaessa akselipainoa 25 tonnista 30 tonniin Malmбанan 144 sillasta lopulta 10 vahvistettiin ja 11 uusittiin. Teräsbetonisiltojen väsytyskapasiteetin laskentamenettely todettiin kokeellisissa toistokuormitustarkasteluissa hyvin konservatiiviseksi. Haaparanta–Boden rataosalla vastaavasti venymämittauksista todettiin sysäyskerroin teräsristikkosillalla noin 15 % laskenta-arvoa pienemmäksi, minkä huomiointi mahdollisti akselipainon korottamisen tarjoten esimerkin venymien ja taipumien monitoroinnilla saavutettavissa olevista hyödyistä. Toisaalta akselipainon korottaminen kuitenkin vähentää siltojen jäljellä olevaa käyttöikää.

## 2.5 Metripainon vaikutus siltojen kantavuuteen Kemi-Kolari rataosalla (liite 4)

Työssä tarkasteltiin kaluston metripainon vaikutusta siltojen kantavuuteen Kemi-Kolari-rataosalla. Kantavuuslaskelmia tehtiin kustakin siltatyypistä valituille rataosan tyypillisille silloille. Kuormakaavion lähtökohtana oli Malmbanan käytetyn Fammoorr050-vaunun akseleiden sijainti ja 30 tonnin akselipaino. Akselipainon säilyessä samana metripainon muutosta mallinnettiin laskelmissa muuttamalla kuormakaaviossa yksittäisen vaunun telien välistä etäisyyttä kuvastavaa mittaa siinä laajuudessa, mitä vaunun metripainon vaihtelu välillä 8–12 t/m edellyttää.

Tarkastelun tulokset olivat merkittäviä. Tarkastelluissa teräsbetonisissa laattasilloissa, kolmessa ongelmallisessa teräsbetonisissa laattakehäsillassa ja tarkastellussa teräsristikosillan tyypiristikossa toteutetuilla metripainomuutoksilla ei saavutettu merkittävää eroa kantavuustarkasteluun, kun akselipaino säilyi samana. Tarkastelluilla teräksillä levypalkkisilloilla voidaan pidemmissä, jännemitaltaan yli 12 metrin silloissa saavuttaa pieniä eroja kantavuustarkasteluun, mikäli mahdollisissa tarkemmissa tarkasteluissa havaitaan kantavuusongelmia, mutta nyt tehdyissä tarkasteluissa ei havaittu ongelmia.

Täten Kemi-Kolari-rataosan silloilla akselipaino vaikuttaa siltojen kokemien rasitusten kannalta määräävältä ja metripainon vaikutus tarkastelluissa tapauksissa vähäiseltä. On huomattava, että tuloksia ei nyt tehtyjen tarkastelujen perusteella voida yleistää muille rataosille.

## 2.6 Pohjois-Suomen silta- ja rumpuselvitys (liite 5)

Työssä tarkasteltiin siltojen ja rumpujen uusimistarvetta eri akselipainoilla liikennöitäessä Oulun pohjoispuolisilla rataosilla. Tarkastelut perustuivat olemassa oleviin tietokantoihin siltojen ja rumpujen kunnosta ja mitoituksesta. Siltojen osalta kantavuusarvioinnissa keskeistä oli aiemmassa tutkimuksessa [20] luotu sillan jännemittaan ja mitoituksessa käytettyyn kuormakaavioon pohjautuva yleinen riskiluokitus.

Työn tuloksena kaikki sillat ja rummut on jaoteltu erikseen 25, 30 ja 35 tonnin akselipainoja ajatellen alustavasti kolmeen uusintatarvetta kuvastavaan prioriteetti-luokkaan. Samassa yhteydessä on esitetty siltojen ja rumpujen uusinnan kustannusarvio kullakin akselipainolla. Taulukon 3 mukainen Oulun pohjoispuolisten rataosien yhteenlaskettu kustannusarvio on työssä jaoteltu myös rataosittain ja edelleen silta- ja rumpukohtaisesti. Taulukosta on todettavissa sekä rumpujen että todennäköisesti uusittavaksi tulevien (prioriteetti 1) siltojen osalta, että uusintatarvetta ilmentävät kustannusarviot kasvavat dramaattisesti siirryttäessä 25 tonnista 30 tonnin akselipainoon.

Työn tuloksena arvioitiin, että rummuista on korjattava ennen 25 tonnin akselipainojen käyttöönottoa vähintään vaurioituneet rummut. Korkeammilla akselipainoilla on uusittava kaikki vanhat kivi-, betoniputki- tai betonivalurummut. Työssä listattiin myös tyypillisiä siltojen ja rumpujen kantavuuteen ja sen arviointiin liittyviä ongelmakohtia. Kehitystarpeita on mm. siltojen väsymistarkasteluissa, vaurioiden aiheuttaman kantavuuden aleneman arvioinnissa ja riskisiltojen monitoroinnin periaatteissa.



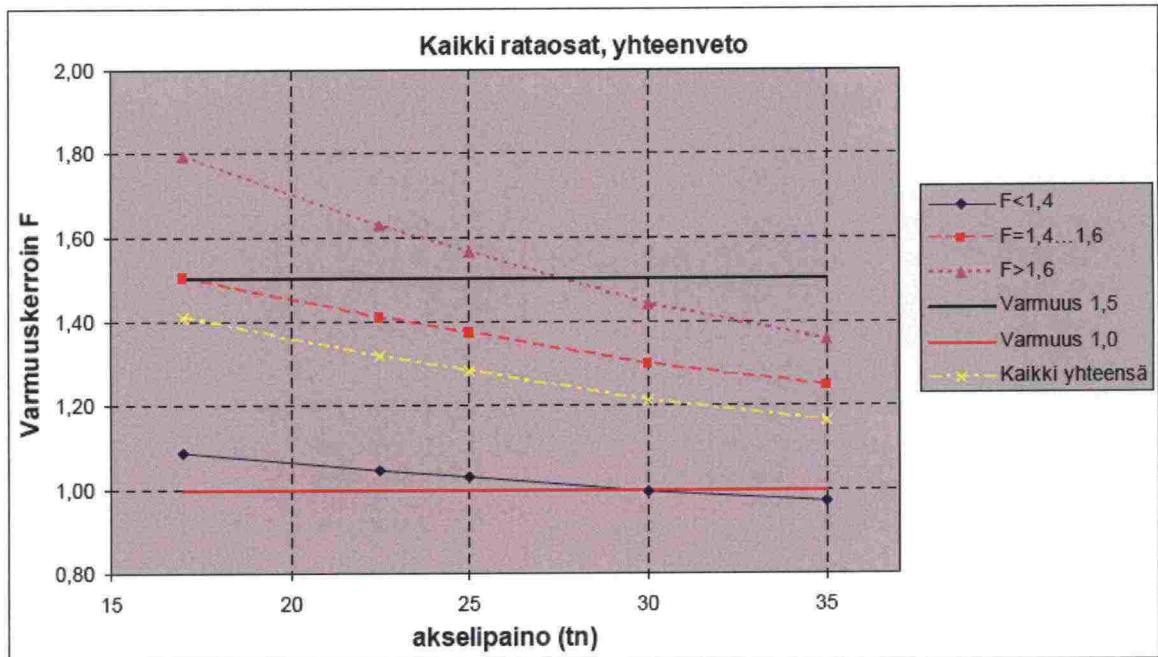
*Taulukko 3. Oulun pohjoispuolisten rataosien yhteenlasketut kustannusarviot siltojen ja rumpujen uusimiseksi eri akselipainot mahdollistaviksi.*

	Akselipaino 25 t		Akselipaino 30 t		Akselipaino 35 t	
	Lkm	Eur	Lkm	Eur	Lkm	Eur
Sillat, prioriteetti 1	65	17 855 000	123	74 905 000	145	87 005 000
Sillat, prioriteetti 2	97	85 550 000	49	35 910 000	27	23 810 000
Rummut	73	2 860 000	473	19 020 000	479	19 280 000

## 2.7 Pohjois-Suomen stabiileettiselvitys (liite 6)

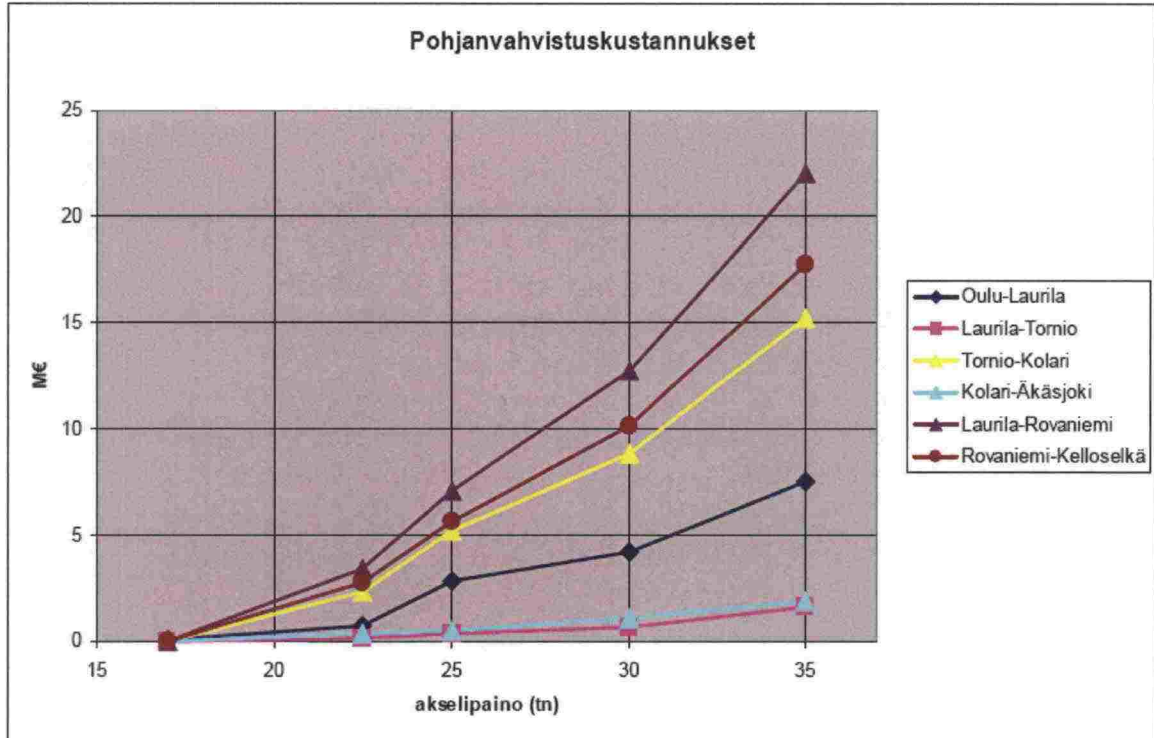
Työssä tarkasteltiin junakuorman lisäämisen vaikutusta penkereen stabiileettiin. Tarkastelu toteutettiin olemassa olevien pohjatutkimustietojen pohjalta yhteensä 17 todellisen ja tyypilliseksi arvioidun kohteen stabiileettilaskentana Oulun pohjoispuolisilla rataosilla. Kussakin kohteessa laskentanauhakuormaa varioitiin, RATO 3:n [21] mukaisesti 17–35 tonnin akselipainoja vastaten, välillä 60–120 kN/m.

Laskelmien perusteella akselipainon nostaminen 22,5 tonnista 35 tonniin huonontaa ratapenkereen kokonaisvarmuuskerrointa matalilla, alle 2,5 metrin penkereillä 10...20 % (varmuuskerroin  $F$  pienenee 0,15...0,4 yksikköä) riippuen pohjamaan laadusta ja ratapenkereen painumasta pohjamaahan. Korkeilla, yli 4 m penkereillä vaikutus on 1...10 % (varmuuskerroin  $F$  pienenee 0...0,15 yksikköä). Akselipainon yleistettyä vaikutusta varmuuskertoimeen on havainnollistettu kuvassa 6.



*Kuva 6. Stabiileettilaskelmissa saatujen kokonaisvarmuuskertoimien yleistetty riippuvuus akselipainosta. Kolmen osajoukon jaottelussa lähtökohtana on varmuus 17 tonnin akselipainolla.*

Rataosien muita pehmeikköjä koskevien lähtötietojen perusteella laskentakohteiden tuloksista esitettiin kuvan 7 mukainen yleistetty arvio kunkin rataosan stabiliteetin vahvistamisen edellyttämistä pohjanvahvistuskustannuksista eri akselipainoilla. On selvää, että arvioon sisältyy lähtötietojen epävarmuudesta johtuen merkittävä epävarmuus.



Kuva 7. Arvio kokonaisvarmuuskertoimen  $F_{\text{kok}} \geq 1,5$  edellyttämistä pohjanvahvistuskustannuksista rataosittain akselipainon funktiona.

## 2.8 Raportin RHK A8/2008 liikennetarkastelujen laajennus (liite 7)

Aiemman työn [10] yhtenä osana tarkasteltiin sallitun akselipainon korottamisen liikenteellisiä vaikutuksia Kolarin seudun kaivoshankkeiden kuljetuksiin. Tarkastelut rajoitettiin voimassa olevien säädösten [12] mukaisesti 8 tonnin metripainorajaan. Kun vertailu kiinnitettiin olemassa olevaan kalustoon, akselipainon korottamisen 22,5 tonnista 25 tonniin havaittiin mahdollistavan noin 14 % lisäyksen yksittäisen junan kuljetuskapasiteetissa. Vastaavasti 30 tonnin akselipaino ei lisännyt kuljetuskapasiteettia lainkaan, koska metripainorajoite muodostui määrääväksi. Tuloksista on nähtävissä, että myös mainittu 14 % lisäys käytännössä häviää, jos uusi vaunu mitoitetaan 22,5 tonnin akselipainolle ja 8 tonnin metripainolle sopivaksi. Sikäli akselipainon korotuksen voidaan todeta olevan kuljetuskapasiteettia ajatellen käytännössä merkityksetön, jos 8 tonnin metripainorajoite on voimassa.

Tässä työssä yllä kuvattua Kolarin kaivoshankkeiden kuljetuksia koskevaa tarkastelua laajennettiin käsittämään myös vaihtoehdot, joissa sallittu metripaino on 10 ja 12 tonnia. Pyrkimys oli arvioida metripainon korotuksella saavutettavia kuljetushyötyjä. Edellä esitellyissä osaprojekteissa pyrittiin vastaavasti määrittämään suurempien metripainojen edellyttämät infrastruktuurin parantamistoimenpiteet ja -kustannukset. Tarkasteluihin



otettiin siis aiemman raportin [10] vertailuvaihtoehtojen täydennykseksi kuusi lisä-vaihtoehtoa, jotka muodostuivat 10 ja 12 tonnin metripainotapauksista akselipainoilla 22,5, 25 ja 30 tonnia. Kuljetusten reittivaihtoehtoina tarkasteltiin aiemman raportin tapauksia 1 ja 2, eli kuljetusten ohjaamista kokonaisuudessaan Kemiin ja vaihtoehtoa, jossa puolet kuljetuksista ohjataan Kemiin ja puolet Ouluun.

Metrikuorman korottamisen merkitys liikennöinnin tehostumiseen ilmeni dramaattiseksi. Kemiin liikennöitäessä tarvittava vuorokausittainen junamäärä aleni alkuperäisen selvityksen perusvaihtoehdon 15 junaparista 12 tonnin metripaino-vaihtoehdoissa 8 junapariin vuorokaudessa ja 10 tonnin metripainovaihtoehdoissa 10 junapariin vuorokaudessa. Samalla metripainon korotuksen vaikutuksesta kuljetusten hoitoon tarvittava vaunumäärä aleni merkittävästi huolimatta yksittäisen vaunun lyhenemisestä.

Merkittävä havainto oli myös se, että liikennepaikkoja koskevien välityskyky-investointien tarpeen arvioitiin vähenevän huomattavasti metripainon kasvaessa tehostuneen liikennöinnin, eli vähentyneiden junamäärien myötä. Jo 10 tonnin metrikuormalla arvioitu säästö välityskykyinvestoinneissa oli Kemin vaihtoehdossa 21 M€ ja Kemin ja Oulun yhdistelmävaihtoehdossa 27 M€.

## 2.9 RHK-A8/2008-raportin taloudellisuuslaskelmien laajennus (liite 8)

Edellisessä luvussa kuvattua Kolarin alueen kaivoshankkeiden kuljetuksia koskevaa aiempaa työtä [10] laajennettiin tämän työn yhteydessä myös taloudellisten tarkastelujen osalta. Edellisessä luvussa kuvattujen, suuremmat metripainot sisältävien uusien vertailuvaihtoehtojen liikennöintikustannuksia ja yhteiskuntataloudellisuutta tarkasteltiin alkuperäistä selvitystä vastaavalla tavalla. Liikennöintikustannukset laskettiin edellisen luvun tutkimusosiossa kuvattujen liikennelaskelmien perusteella Banverketin käyttämää veturin ja vaunun matka-aikaan ja matkan pituuteen perustuvaa laskentamallia käyttäen. Mallin soveltuvuudessa tähän tapaukseen oli kuitenkin joitakin puutteita, joista yhtenä kykenemättömyys huomioida erityyppisten kalustojen investointikustannuseroja.

Eri vaihtoehtojen yhteiskuntataloudellisuutta tarkasteltiin infrastruktuurin edellyttämien investointikustannusten ja liikennöintikustannusten vertailussa. Infrastruktuurin kustannukset eri vaihtoehdoissa saatiin edellä luvuissa 2.5–2.8 kuvatuista osa-projekteista sekä alkuperäisestä selvityksestä [10]. On huomattava, että tietyllä akseli-kuormalla metrikuorman lisäyksen arvioitiin välityskykyinvestointitarpeen vähenemisestä jopa pienentävän infrastruktuurin edellyttämiä kokonaiskustannuksia.

Kullekin kehittämisvaihtoehdolle laskettiin hyöty-kustannus-suhde (HK-suhde) perus-vaihtoehtoon (sähköistämätön, dieselveto, maksimijunapaino 5000 t, akselipaino 22,5 t, metripaino 8 t/m) nähden. Vaihtoehtojen edullisuuden vertailemiseksi laskettiin lisäksi hyöty-kustannusanalyysin tuloksia täydentämään ratainvestointien ja liikennöinti-kustannusten nykyarvo kussakin vaihtoehdossa. Yhteiskuntataloudellisissa tarkaste-luissa oli selvä puute siinä, että vertailuvaihtoehtojen sisältämien junakuormaerojen vaikutusta kunnossapitokustannuksiin ei ollut tutkimustiedon puuttuessa mahdollista huomioida.



Metripainon ja akselipainon noston yhteisvaikutus liikennöintikustannuksiin havaittiin merkittäväksi. Toisaalta kustannusmallin puutteet todennäköisesti suosivat jossain määrin korkeampien akselipainojen tapauksia ja epäedullistavat suurempia vaunumääriä edellyttäviä lyhyiden vaunujen, eli korkean metripainon ja alhaisen akselipainon, tapauksia. Näin ollen keskeisenä liikennekustannusten alentamisessa voidaan pitää nimenomaan metripainon lisäystä 8 tonnista metriä kohti.

Johtuen suurempien akselipainojen edellyttämistä infrastruktuurikustannuksista parhaat HK-suhteet saavutettiin vaihtoehdoilla, joissa akselipaino oli 22,5 tonnia ja metripaino joko 10 tai 12 t/m. HK-suhde ei kuitenkaan yksin kuvaa vaihtoehtojen edullisuutta koko yhteiskunnan kannalta. Kun lasketaan investointikustannusten ja liikennöintikustannusten nykyarvojen summa 30 vuoden ajanjaksolta, edullisimmaksi vaihtoehdoksi osoittautuu 12 tonnin metripaino ja 25 tonnin akselipaino. Vastaavalla metripainolla 30 tonnin akselipainovaihtoehto on vain hieman kalliimpi. Huomioitavaa on kuitenkin se, että yhteiskuntataloudellisuutta koskevissa tarkasteluissa jää edellä mainittujen liikennöintikustannusten laskennan puutteiden lisäksi huomiotta suuremmilla akselipainoilla korostuvat radan kunnossapitokustannukset. Tämä parantaa erityisesti 22,5 tonnin akselipainovaihtoehtojen vertailuasemaa.

Yhteenvetona voidaan todeta, että metripainon korottamisen yhteiskuntataloudellinen edullisuus on selvää, mutta akselipainon korottamisesta saatavat hyödyt ilmenevät käytännössä vain kuljetusten hoitamiseen tarvittavan vaunukaluston hieman pienempinä määrinä ja lievinä kuormapaino-taarakaino-suhteen parannuksina. Rataan kohdistuvan rasituksen ja kuljetustehokkuuden yhteistuloksena vaunusuunnittelun ensisijaiseksi lähtökohdaksi voidaan suositella 225 kN akselipainoa ja 12 tonnin metripainoa. Toiseksi edullisimpana vaihtoehtona voidaan pitää 250 kN akselipainoa 12 tonnin metripainolla. Lopullinen päätös akselipainon valinnasta suositellaan tehtäväksi vasta, kun on selvitetty, onko suuren metripainon ja pienen akselipainon omaavien vaunujen kulkuominaisuudet järjestettävissä kelvollisiksi. Asian tarkastelua jatketaan päätelmiä koskevissa luvuissa 3.1 ja 3.2.

### 3 PÄÄTELMÄT JA JATKOTUTKIMUSSUOSITUKSET

#### 3.1 Yleiset päätelmät

Suunnitteilla olevien kaivoshankkeiden kuljetustarpeet ovat kaivosten toteutuessa hyvin merkittäviä hyvin nopealla aikajänteellä. Infrastruktuurin kunnostaminen ja kaluston kehitys- ja hyväksyntämenettely ovat sikäli mittavia ja aikaa vieviä tehtäviä, että niihin tulisi kyetä ryhtymään mahdollisimman aikaisin. Töiden aloittamista ajatellen akuuttina epävarmuutena on kuitenkin talouskriisin myötä heikentyneet tulevaisuusnäkymät, jotka ovat jo aiheuttaneet joidenkin hankkeiden jäädytyksen.

Liikennöintiturvallisuuden määräämänä keskeisimmät ennen radan sallittujen akseli- ja metrikuormien korottamista arvioitavat tekijät ovat siltojen ja rumpujen kantavuus sekä ratapenkereen stabiliteetti. Muiden radan komponenttien osalta voidaan ajatella olevan kyse radan parannus- ja kunnossapitokustannusten välisistä valinnoista. Jaottelu on karkea ja edellyttää, että päällysrakenne ei ole ollut vaurioherkkä alkuperäisillä kuormilla ja että kuormien korotus ei ole dramaattinen.

Mainittuja radan parannuksen ja kunnossapidon välisiä valintoja koskien olennaista on se, rajoittaako radan kunnossapito ja myöhemmin mahdollisesti tarvittavat parannustoimet ratakapasiteetin käyttöä myöhemmässä tilanteessa. Etenkin tapauksissa, joissa kuormien korottamista suunnitellaan tulevaisuudessa merkittävästi kasvavia kuljetustarpeita varten, ainakin lähivuosina todennäköisesti tarvittaviksi arvioidut parannustyöt on mielekästä tehdä ennen junamäärien lisääntymistä.

Radan kunnossapitoa ajatellen akselikuormien korottamisen vaikutus on ulkomaisissa havainnoissa raportoitu suureksi erityisesti dynaamiselle kuormitukselle alttiissa päällysrakennekomponenteissa. Sekä Pohjois-Amerikan että Malmбанan havainnoissa primäärisiksi on luokiteltu kiskon murtumat ja kuluminen erityisesti kaarteissa sekä vaihteiden, raideristeysten ja eristysjatkosten vaurioituminen. Nämä tekijät korostuvat pyörävikojen vaikutuksesta. Kaluston rooli on merkittävä myös telin jäykkyysominaisuuksien ja ohjautuvuuden kautta. Kiskon kulumaa voidaan merkittävästi vähentää voitelulla ja optimoituun pyörä-kisko-kontaktiin tähtäävällä kiskon hionnalla sekä pyörien profiilin hallinnalla. Oleelliseksi voi muodostua myös kuormien noston aiheuttama, usein merkittäväkin vähennys vanhojen siltojen väsytykestävyydessä. Malmбанalla erityistä ongelmaa akselipainojen korotus aiheutti vanhojen kivirumpujen liikkeinä, mikä asia on todettu ongelmaksi esimerkiksi Tornio-Kolari-rataosalla jo nykyisillä kuormilla.

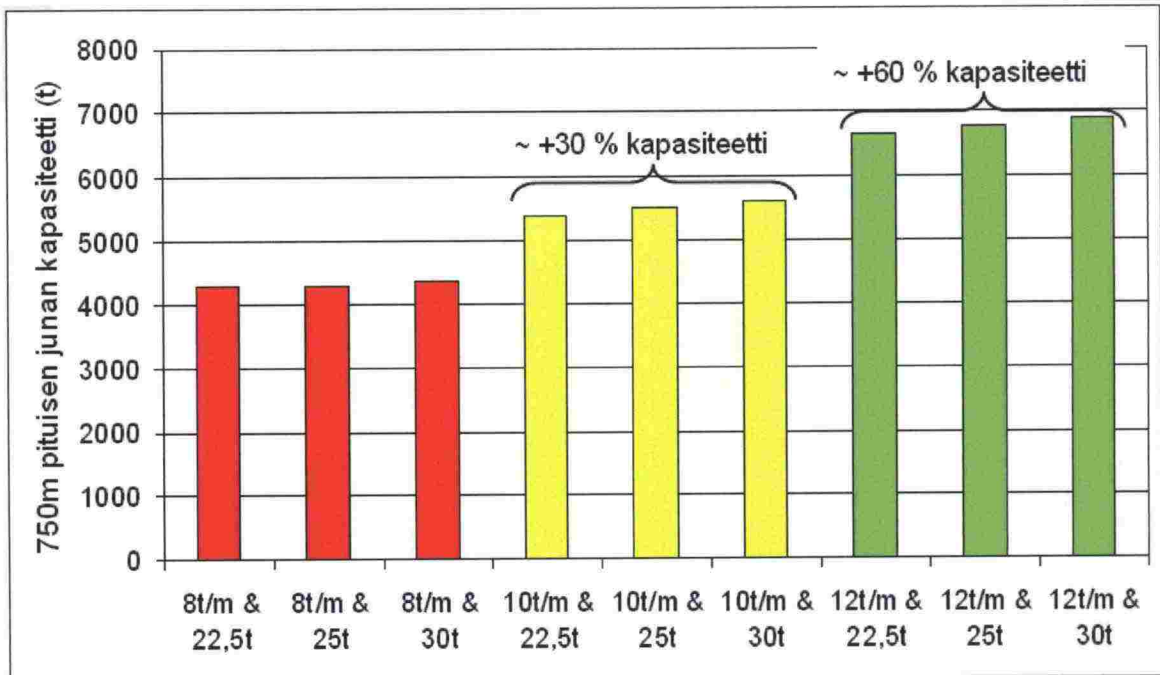
Arviot koskien akselipainon korotuksen vaikutusta kunnossapitokustannuksiin ovat ristiriitaisia. TTCI:n koeradalla radan kunnossapitotyön havaittiin lisääntyvän 72 % siirryttäessä 29,8 tonnin akselipainosta 35,7 tonniin, kun kokonaisliikennemäärä säilyi samana. Vastaavasti Malmбанalla akselipainon korotuksen 25 tonnista 30 tonniin mallinnettiin vaikuttavan radan kunnossapitokustannuksiin  $-4...+13$  % riippuen lähinnä kalustoon tehtävien parannusten laadusta. Täten akselipainon korotuksen vaikutusta kunnossapitokustannuksiin ei tällä erää ole mielekästä yrittää huomioida hankearvioinneissa.

Ratalinjan sallittujen junakuormien korottamistarkastelu tulisi aina tehdä tapauskohtaisesti perustuen korottamisesta aiheutuvien kustannusten ja siitä saatavien säästöjen vertailuun. Tarkastelussa tulisi huomioida myös liikennöivän kaluston merkitys siten, että vertailuvaihtoehtoihin sisällytetään sekä kyseisiä kuljetuksia varten optimoidun uuden kaluston että olemassa olevan kaluston käytön vaihtoehdot. Ongelmana on junakuormien korotustarkasteluun soveltuvan yksityiskohtaisen hankearviointiohjeistuksen puute, johon osasyynä on tarvittavien lähtötietojen puute.

Akselikuorman korottamisen ohella ratoja kehitettäessä tulisi voida tarkastella metripainon korottamisen edullisuutta. RATO 1:ssä kalustolle esitetty 8 tonnin metripainorajoite ei ole kaikissa tapauksissa perusteltu. Tämä johtuu siitä, että akseli- ja telivälieroista johtuen eri vaunut voivat kohdistaa samasta metri- ja akselipainosta huolimatta radan joihinkin rakenneosiin merkittävästi erisuuruisia kuormia. Vaikka junan kokonaispainoon nojautuvalla metripainolla on oma merkityksensä radan joidenkin komponenttien mitoituksessa, metripainon rajoittamisen sijaan mielekkäämpää olisi säädellä akselipainorajoitusta akseleiden ja telien välisiin mittoihin perustuen, kuten ratojen luokittelua koskevassa EN-standardissa [15].

Suuren tilavuuspainon omaavilla irtotavaroilla, kuten metallikaivostuotteilla, radan sallima metripaino määrää suurelta osin radalla saavutettavissa olevan kuljetuskapasiteetin (kuva 8) ja siten myös liikennöintikustannukset. Kuvasta 8 nähdään myös, että akselipainon lisäyksellä saavutettava kuljetustehokkuuden hyöty on käytännössä olematon silloin, kun vaunukalusto suunnitellaan juuri halutulle metripaino-akselipainoyhdistelmälle. Suomessa olemassa olevalla kalustolla sallitun metripainon mahdollista korotusta ei kyetä hyödyntämään kuljetuskapasiteetin kasvuna. Uusien vaunujen kuljetustehokkuuden kannalta määräävää on vaunun pituuden optimointi siten, että radan sallimaan akselipainoon lastattuna myös vaunun metripaino vastaa suurinta sallittua. Tällöin junametriä kohti kuljetettavan tavarán määrä on optimoitu radan sallimissa puitteissa. On huomattava, että vaunun pituus yhdessä sallitun akselipainon kanssa määrää sinänsä laskennallisen metripaino-parametrin.

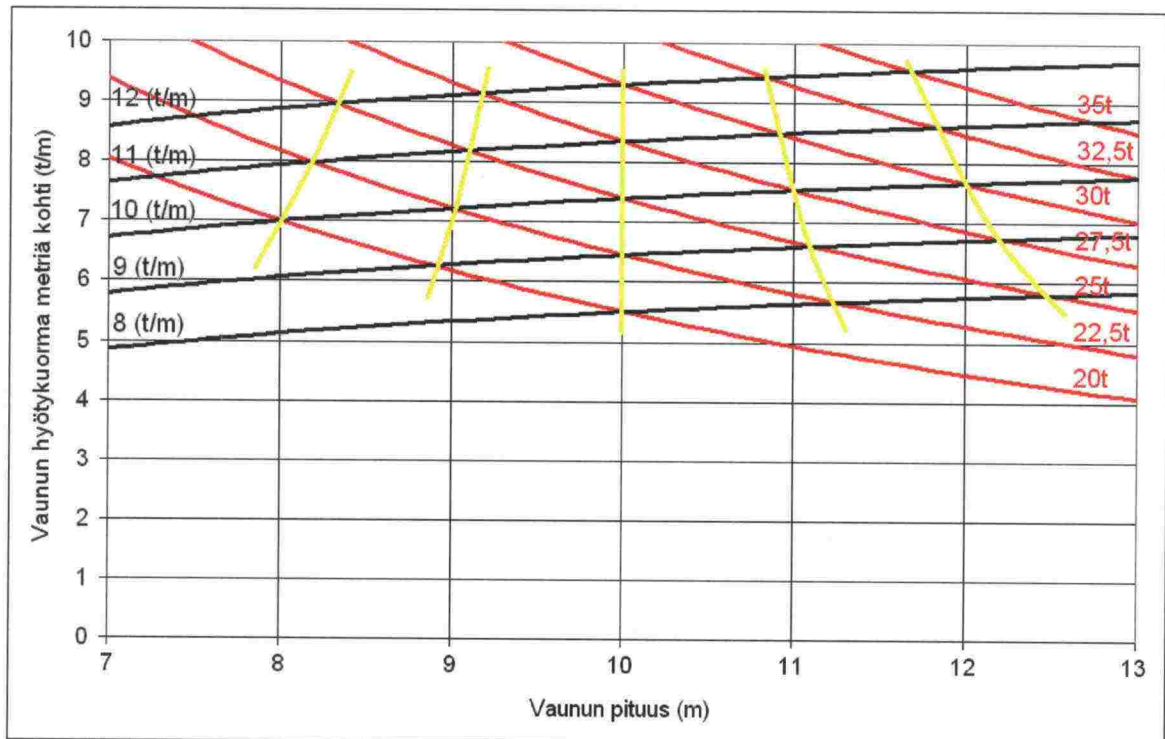




Kuva 8. Esimerkitarkastelu junan kuljetuskapasiteetin määräytymisestä eri akselipaino-metripaino-yhdistelmillä. Metripaino käytännössä määrää junan kapasiteetin.

Metripainon kasvattaminen on siis tehokkain tapa lisätä kuljetuskapasiteettia. Asian kiinnostavuutta lisää seuraavassa luvussa esitettävässä case-tarkastelussa tehty havainto, jonka mukaan metripainon nosto ei tietyllä akselipainolla lisää infrastruktuuriin edellytetyjä investointeja, vaan päinvastoin liikennöinnin tehostuessa saattaa jopa laskea niitä. Koska metripainon ja akselipainon välinen suhde riippuu täysin siitä, montako akselia vaunussa on pituusyksikköä kohti, vaunun akselilukua lisäämällä voidaan joko kuormata vaunuun lisää tavaraa ja lisätä samalla metrikuormaa ja kuljetustehokkuutta tai pienentää radan parantamiskustannusten kannalta määräävää akselipainoa. Periaatteiltaan vastaava etu saavutetaan vaunun lyhentämisellä.

Metripainon lisäämiseen akselipainoa kasvattamatta on käytännössä kolme vaihtoehtoa: 1) hyvin lyhyt neliakselinen vaunu, 2) kolmiakselliset telit tai 3) kolme- tai useampi-teliset vaunut. Jatkotarkasteluissa on tärkeää tarkastella vaunujen kulkuominaisuusvaatimusten täytettävyyttä eri vaihtoehdoissa. Neliaksellisella vaunulla eri metripaino-akselipaino-yhdistelmiä vastaavat vaunupituudet voidaan määrittää kuvasta 9, josta näkyy myös metripaino-akselipaino-yhdistelmillä ja niitä vastaavilla vaunupituuksilla saavutettava hyötykuorma metriä kohti. Vaunun purkua ajatellen telien lähestyessä toisiaan alta tyhjentyvän vaunun käyttö ei tule kysymykseen. Kolarin kaivoskuljetusten suunnittelussa kaivosyhtiön lähtökohtana onkin ollut tyhjennys vaununkaatoalaitteella.



Kuva 9. Vaunun pituuden, akseli- ja metripainon sekä metriä kohti lasketun hyötykuorman väliset yhteydet 4-akselisella vaunulla. Sallittu akselipaino on merkitty punaisella käyrällä ja sallittu metripaino mustalla. Keltaisella värillä on havainnollistettu vaunun eri pituuksilla soveliaita akseli- ja metripainoyhdistelmiä.

Vaunusuunnittelua ajatellen on myös huomioitavaa, että kehittyneimmät ulkomaiset vaunumallit omaavat suuremmista kuormakapasiteetistaan huolimatta verraten alhaisen taarapainon. Jo muutaman tonnin pudotus taarapainossa mahdollistaa kuljetuskapasiteettiin yhtä suuren lisäyksen kuin sallitun akselikuorman korotus 22,5 tonnista 30 tonniin, jos metripainoa ei voida lisätä.

Yksilöidymät päätelmät on esitetty liitteiden 1–9 osaprojekteja koskevissa raporteissa ja lausunnoissa.

### 3.2 Kemi–Kolari-rataosan laskelmia koskevat päätelmät

Kemi–Kolari-rataosan silloilla akselipaino vaikutti siltojen kokemien rasitusten kannalta määräävältä. Metripainon vaikutus siltojen kantavuuteen oli tarkastelluissa tapauksissa vähäinen, kun akselipaino säilyi samana. Siten siltojen uusimistarpeen kustannusarvio määriteltiin tietyllä akselipainolla samaksi metripainosta riippumatta.

Kuvan 8 periaatteiden mukaisesti metripainon korottamisella olisi mahdollista tehostaa liikennöintiä dramaattisesti. Kemiin liikennöitäessä tarvittava vuorokausittainen junamäärä alenisi perusvaihtoehdon 15 junaparista 12 tonnin metripainovaihtoehdoissa 8 junapariin vuorokaudessa ja 10 tonnin metripainovaihtoehdoissa 10 junapariin vuorokaudessa akselipainosta riippumatta. Samalla kuljetusten hoitoon tarvittava vaunumäärä alenisi merkittävästi huolimatta yksittäisen vaunun lyhenemisestä. Kuljetustehokkuuden



kannalta optimaalinen metripaino-akselipaino-yhdistelmä edellyttää suuremmilla metripainoilla uuden vaunun suunnittelua.

Liikennepaikkoja koskevien välityskykyinvestointien tarve vähenee huomattavasti metripainon kasvaessa tehostuneen liikennöinnin, eli vähentyneiden junamäärien myötä. Jo 10 tonnin metrikuormalla Kemi-Kolari-rataosalla arvioidaan vältettävän kuuden liikennepaikan rakentaminen, jolloin arvioitu säästö välityskykyinvestoinneissa on Kemin vaihtoehdossa 21 M€. Kemin ja Oulun yhdistelmävaihtoehdossa arvioitu säästö on vastaavasti 27 M€. Tämä on osasyynä siihen, että tietyllä akselipainolla metripainon lisäys jopa alentaa infrastruktuuriin edellytettöjä kokonaisinvestointeja.

Liikennöintikustannuksia laskettaessa metripainon ja akselipainon noston yhteisvaikutus havaittiin hyvin merkittäväksi. Toisaalta kustannusmallin rakenne ja tehdyt oletukset hieman suosivat korkeampien akselipainojen tapauksia ja epäedullistavat suurempia vaunumääriä edellyttäviä lyhyiden vaunujen, eli korkean metripainon ja alhaisen akselipainon, tapauksia. Samansuuntaisesti vaikuttaa myös laskelmissa käytettyyn kuljetustarpeeseen verrattuna pienemmäksi tarkentunut kaivosyhtiön arvio (luku 1.1) vuosittaisesta kuljetustarpeesta. Näin ollen ensisijaisena tekijänä liikennöintikustannusten alentamisessa voidaan kuvan 8 kapasiteettihavaintojen suuntaisesti pitää nimenomaan metripainon lisäystä 8 tonnista metriä kohti.

Johtuen suurempien akselipainojen edellyttämistä suuremmista infrastruktuuri-kustannuksista parhaat HK-suhteet (Kemin vaihtoehdossa 8,5) saavutettiin vaihtoehdoilla, joissa akselipaino oli 22,5 tonnia ja metripaino joko 10 tai 12 t/m. HK-suhde ei kuitenkaan yksin kuvaa vaihtoehtojen edullisuutta koko yhteiskunnan kannalta. Kun lasketaan investointikustannusten ja liikennöintikustannusten nykyarvojen summa 30 vuoden ajanjaksolta, edullisimmaksi vaihtoehdoksi osoittautuu 12 tonnin metripaino ja 25 tonnin akselipaino. Vastaavalla metripainolla 30 tonnin akselipainovaihtoehto on vain hieman kalliimpi. Huomioitavaa on kuitenkin se, että yhteiskuntataloudellisuutta koskevissa tarkasteluissa jää edellä mainittujen liikennöintikustannusten laskennan puutteiden lisäksi huomiotta suuremmilla akselipainoilla korostuvat radan kunnossapitokustannukset. Tämä parantaa erityisesti 22,5 tonnin akselipainovaihtoehtojen vertailuasemaa.

Reittivaihtojen välisessä vertailussa Kemin vaihtoehto on kaikissa tapauksissa selvästi edullisempi kuin Kemin ja Oulun yhdistelmävaihtoehto. Ratainvestointien ja liikennekustannusten yhteenlasketussa nykyarvossa reittivaihtoehtojen välinen ero on pienimmilläänkin noin 140 M€.

Kokonaisyhteenvetona voidaan todeta, että metripainon korottamisen yhteiskuntataloudellinen edullisuus on selvää, mutta akselipainon korottamisesta saatavat hyödyt ilmenevät käytännössä vain kuljetusten hoitamiseen tarvittavan vaunukaluston hieman pienempinä määrinä ja lievinä kuormapaino-taaraapaino-suhteen parannuksina. Tämä johtuu siitä, että sallitun akselipainon kasvaessa vaunun pituutta on tietyllä metrikuormalla mahdollista lisätä hieman, mutta metrikuorman toimiessa rajoittimena kuljetuskapasiteetti tai tarvittava junamäärä muuttuu käytännössä merkityksettömän vähän.



*Rataan kohdistuvan rasituksen ja kuljetustehokkuuden yhdistävän tarkastelun tuloksena suunnittelun ensisijaiseksi lähtökohdaksi voidaan suositella 22,5 tonnin akselipainoa ja 12 tonnin metripainoa. Tällöin neliakselisen vaunun pituuden tulee kuvan 9 mukaisesti olla ainoastaan 7,5 metriä, jolloin telit (ja akselit) olisivat käytännössä tasavälein. Toiseksi edullisimpana vaihtoehtona voidaan pitää 25 tonnin akselipainoa 12 tonnin metripainolla, jolloin vastaavasti vaunupituuden tulee olla 8,3 metriä. Lopullinen päätös akselipainon valinnasta lienee syytä tehdä vasta, kun on selvitetty, onko suuri metripaino–pieni akselipaino -yhdistelmän omaavien vaunujen kulkuominaisuudet järjestettävissä kelpollisiksi. Tähän tulisi kuitenkin erityisen määrätietoisesti pyrkiä jo siitäkin syystä, että vaunujen hankintahinta on yleisesti ottaen varsin alhainen verrattuna optimoiduilla vaunuilla saavutettaviin kuljetussäästöihin.*

### **3.3 Tarkastelujen puutteet ja kootut jatkotutkimussuositukset**

- Junakuormien korotustarkasteluun soveltuva yksityiskohtainen hankearviointi-ohjeistus olisi tarpeellinen. Mielekkään ohjeistuksen edellytyksenä on hankearviointimallin ja sen edellyttämien lähtötietojen tutkimuslähtöinen koonti.
- Tässä työssä (Oulu–)Kemi–Kolari-rataosan liikennöintikustannusten laskentaan sovellettua Banverketin arviointimallia tulisi kehittää mm. siten, että kalustojen väliset investointikustannuserot voidaan huomioida. Myös Banverketin esittämien yksikkökustannusten soveltuvuus meikäläisiin tarkasteluihin tulisi todentaa. Tarpeen olisi tarkastella myös muualla sovellettuja laskentamalleja ja pohtia edellytyksiä matkaan ja aikaan perustuvien yksikkökustannusten avaamiseksi todellisiin kustannustekijöihin.
- Työssä sovelletuissa yhteiskuntataloudellisissa tarkasteluissa keskeinen puute on tutkimustiedon puutteesta johtuva kykenemättömyys arvioida eri akselikuormien vaikutusta kunnossapitotarpeeseen ja -kustannuksiin. Ulkomaiset havainnot aiheesta vaihtelevat.
- Case-osiossa tehtyä Kolarin seudun kaivoshankkeiden kuljetustarpeiden vaihtoehtotarkastelua tulisi vielä täydentää ottaen vertailuvaihtoehtoksi pidempi mitoittava junapituus. Tämä edellyttää liikennepaikkojen ja satamaraiteiden pidentämiskustannusten arviointia, mutta muilta osin pidemmän junan vaihtoehtojen edullisuus on suoraviivaisesti vertailtavissa jo tarkasteltuihin vaihtoehtoihin.
- RATO 1:n metripainorajoite ei ole kaikissa tilanteissa mielekäs, joten sen uudenlaista muotoilua tulisi harkita. Yksi sovellettavissa oleva, joskin monimutkaisempi lähestymistapa voisi olla akselikuormarajoitteen kytkeminen akseli- ja teliväleihin rataluokitusta koskevan EN-standardin [15] suuntaisesti.
- Mikäli joissain tapauksissa sallitaan yli 8 tonnin metripainoja, tulee varmistua, että rakenneosien mitoitusmenettelyihin ja niiden ohjeistukseen tehdään tarvittavat tarkennukset. Erityisesti tämä koskee ratapenkereen stabiliteetin (RATO 3) ja siltojen kantavuuden laskentaa.

- Metripainon merkittävä korottaminen ilman, että akselipaino kasvaa oleellisesti tarjoaa radan raskautusten ja kuljetustehokkuuden yhteistarkastelun nimissä niin merkittäviä etuja, että vaunukaluston suunnittelussa on syytä huolellisesti tarkastella kaikki mahdolliset vaihtoehdot, joilla junan pituusyksikköä kohti laskettua akselimäärää voidaan myös vaunun kulkuominaisuuksien puolesta lisätä.

## LÄHTEET

- [1] Uusimmat malmilöydöt ja kaivosyhtiöiden tutkimuskohteet [WWW]. [viitattu 27.1.2009]. Saatavissa: <http://www.gtk.fi/domestic/arkisto/Malmiloydot.pdf>
- [2] Talvivaaran kaivosradan rakentamissuunnittelun suunnitteluperusteet. 17.3.2008.
- [3] Risto Pietilä, Kaivosseminaari 2008, Geologian tutkimuskeskus 4.6.2008 [WWW]. [viitattu 27.1.2009]. Saatavissa: [http://www.kainuunetu.fi/UserFiles/d763e312-4069-4815-82bd-f6886b1871ca/Web/pdf/2\\_%20GTK\\_Kajaani.pdf](http://www.kainuunetu.fi/UserFiles/d763e312-4069-4815-82bd-f6886b1871ca/Web/pdf/2_%20GTK_Kajaani.pdf)
- [4] Kylmä suihku Lapille: Kevitsan kaivos lykkääntyy [WWW]. [viitattu 27.1.2009]. Saatavissa: <http://www.kauppalehti.fi/5/i/talous/uutiset/etusivu/uutinen.jsp?oid=2008/12/17220>
- [5] Soklin rautatie, ympäristövaikutusten arviointiohjelma. 28.11.2008 [WWW]. [viitattu 27.1.2009]. Saatavissa: [http://www.sokli.fi/images/soklin\\_rata\\_yva-ohjelma\\_web.pdf](http://www.sokli.fi/images/soklin_rata_yva-ohjelma_web.pdf)
- [6] Soklin kaivosradan yleissuunnittelun suunnitteluperusteet. 27.6.2008.
- [7] Waplan, K-A. (2008). Iron Ore in Northern Europe. Presentation on Working group on the effects of transport connections related to Kolari and Sokli mining projects, Meeting 9 dec. 2008, Helsinki.
- [8] Northland Chooses Finnish Rail And Port Option For Tapuli Project. [WWW]. [viitattu 28.1.2009]. Saatavissa: [http://www.northlandresourcesinc.com/s/NewsReleases.asp?ReportID=319346&Type=News-Releases&\\_Title=Northland-Chooses-Finnish-Rail-And-Port-Option-For-Tapuli-Project](http://www.northlandresourcesinc.com/s/NewsReleases.asp?ReportID=319346&Type=News-Releases&_Title=Northland-Chooses-Finnish-Rail-And-Port-Option-For-Tapuli-Project)
- [9] Railize (2008). Idea study: Iron ore rail transport from Kaunisvaara to main port in Kalix or Narvik. 114 p.
- [10] Kosonen, T & Mähönen, N. (2008). Kolarin seudun kaivoshankkeet. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 8/2008. Helsinki. 85 s., 5 liitettä.
- [11] Ratahallintokeskus (2009). Rataverkon kuvaus 1.1.2009. Ratahallintokeskuksen julkaisuja F 2/2009. Helsinki. 64 s.
- [12] Ratahallintokeskus (1995). Ratatekniset ohjeet RATO, Osa 1 Yleiset perusteet. 8 s.
- [13] Ratahallintokeskus (2008). Akselipainoselvitys Jämsä-Kaipola, Jämsänkoski-Kokemäki-Rauma ja Kokemäki-Harjavalta. Suunnitelmaselostus, 30.9.2008
- [14] Ratahallintokeskus (2008). Elijärvi-Röyttä: Akselipainon korottaminen 250 kN:iin. Yleissuunnitelman päivitys.



- [15] EN 15528:2008. Railway applications – Line categories for managing the interface between load limits of vehicles and infrastructure. CEN. 50 p.
- [16] International Heavy Haul Association (2001) Guidelines to Best Practices for Heavy Haul Railway Operations: Wheel and Rail Interface Issues. 484 p.
- [17] Paulsson, B. & Berggren, S. (2005). Introducing heavy haul on existing lines - The Swedish approach and experience. Proceedings of 8<sup>th</sup> International Heavy Haul Conference, Rio de Janeiro, Brazil, 14-16 June 2005, pp. 213-219.
- [18] Banverket (1996). 30 Ton på Malmбанан / Ofotбанан. Quantification of Track Maintenance Costs, Rapport 5.1. 64 p., 2 app.
- [19] Banverket (1997). 30 Ton på Malmбанан / Ofotбанан. Huvudrapport, Rapport 0. 65 p.
- [20] Haakana, P. & Salokangas, L. (1999). Rautatiesiltojen luokittelu ja inventointi rataosuudella Rautaruukki - Haaparanta akselipainojen korottamista varten. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 7/1999. 23s., 5 liitettä.
- [21] Ratahallintokeskus (2008). Ratatekniset ohjeet RATO, Osa 3 Radan rakenne. 50s., 3 liitettä.

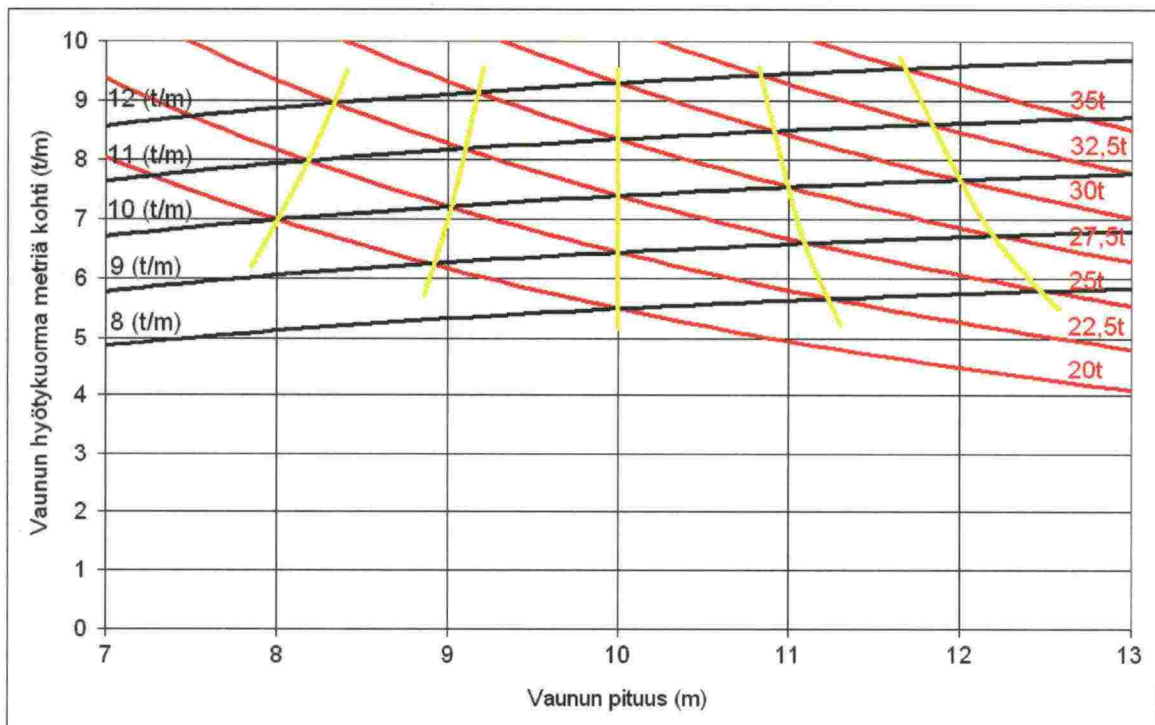


**TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO**

Rakennustekniikan laitos  
Maa- ja pohjarakenteet

## Raskaat rautatiekuljetukset ulkomailla ja vaunukaluston kuljetuskapasiteettilaskelmat

Samuel Korkeamäki  
Antti Nurmikolu



## TIIVISTELMÄ

Raportissa esitetään raskaan rautatiekuljetuksen tilannetta maailmalla sekä perehdytään raskaissa rautatiekuljetuksissa käytettävään vaunukalustoon. Selvityksen päähuomio on kiinnitetty vaunuihin ja niiden mahdollistamiin hyötykuormiin erilaisilla radan sallimilla akseli- ja metrikuormilla. Näiden lisäksi raportissa tarkastellaan millaisia vaikutuksia vaunun mitoilla ja akseleiden sijoittelulla on vaunusta rataa välittyviin kuormituksiin.

Raskaita malmikuljetuksia harjoittavien tahojen kartoittaminen oli tärkeää kirjallisuudessa esitettyjen tutkimushavaintojen taustan ymmärtämiseksi. Erityisesti vaunukaluston kartoitus ja siihen tukeutuen tehty vaunuvertailu tarjoavat hyvät lähtökohdat kaluston jatkovertailulle.

Raportissa esitettävien vaunumallien välisillä vertailuilla selvitetään, kuinka suuri vaikutus vaunun pituudella, akselimäärällä sekä taarapainolla on vaunun mahdollistamaan junan kuljetuskapasiteettiin erilaisilla radan sallimilla akseli- ja metrikuorman arvoilla. Tuloksena saatu arvio akseli- ja metripainojen korotuksella saavutettavissa olevista kuljetuskapasiteettihyödyistä on oleellinen lähtötieto arvioitaessa sallittujen kuormien noston edellyttämien radanparannustöiden mielekkyyttä.

Tehtyjen selvitysten mukaan radan sallimalla metrikuormalla on merkittävä vaikutus junan kapasiteettiin. Metrikuorma määrää suurelta osin junan kuljetuskapasiteetin yhdessä junapituuden kanssa. Korkeammat metrikuormat edellyttävät kuitenkin uuden vaunukaluston suunnittelua. Tietyllä metrikuormarajoitteella akselikuorman vaikutus junan kuljetuskapasiteettiin on vähäinen, mikäli vaunukalusto voidaan suunnitella käyttötarkoitusta silmälläpitäen. Sallitun akselikuorman vaikutus kohdistuu pääasiassa vain vaunun tehokaimman pituuden määrittämiseen yhdessä metrikuormituksen kanssa. Tarkastelluissa vaunumalleissa taarapainojen välillä oli melko merkittäviä eroja. Vaunun taarapainon minimoinnilla voidaan saavuttaa merkittävä lisäys junan kuljetuskapasiteettiin sekä samalla pienentää radan kokonaisliikennemäärää.

Tällä hetkellä käytössä olevaa RATO 1:n mukaista 8 tonnin metrikuormarajoitetta ei voida pitää kaikissa tilanteissa kuljetustehokkuuden kannalta mielekkäänä. Toisaalta metrikuormarajoite ei yhdessä akselikuormarajoitteenkaan kanssa kykene mallintamaan vaunun aiheuttamaa kuormitusta riittävällä tarkkuudella etenkin suuremmilla metripainoilla. Kuormarajoitteissa tulisi huomioida nykyistä tehokkaammin akselien sijoittelun vaikutus. Vaunun aiheuttamaa kuormitusta voidaan mallintaa akselikuorman lisäksi esimerkiksi vierekkäisten telien aiheuttamalla metrikuormalla.



SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ..... 2

1. JOHDANTO ..... 4

2. KATSAUS RASKAISIN RAUTATIEKULJETUKSIIN ULKOMAILLA..... 5

    2.1 LÄHTÖKOHDAT ..... 5

    2.2 AUSTRALIA..... 5

    2.3 BRASILIA ..... 6

    2.4 KANADA ..... 7

    2.5 USA ..... 8

    2.6 RUOTSI JA NORJA ..... 11

    2.7 SAKSA ..... 12

    2.8 ETELÄ-AFRIKKA..... 12

3. MALMIKULJETUSTEN VAUNUKALUSTO ..... 14

    3.1 VAUNUJEN KULJETUSKAPASITEETIN KEHITYS ..... 14

    3.2 AUSTRALIA..... 15

    3.3 BRASILIA ..... 17

    3.4 USA JA KANADA ..... 18

    3.5 RUOTSI ..... 19

    3.6 SAKSA ..... 20

    3.7 ETELÄ-AFRIKKA ..... 20

    3.8 SUOMI..... 21

    3.9 POIMINTOJA MUUALTA ..... 22

4. VAUNUVERTAILU..... 24

    4.1 YLEISTÄ ..... 24

    4.2 VERTAILUSSA KÄYTETYT VAUNUMALLIT ..... 24

    4.3 AKSELIKUORMAN JA METRIKUORMAN VÄLINEN YHTEYS ..... 25

    4.4 VAUNUJEN KAPASITEETITLASKELMAT..... 26

        4.4.1 Vaunun hyötykuorma metriä kohti..... 26

        4.4.2 Vaunun net tare ratio ..... 30

        4.4.3 Junan kokonaishyötykuorma..... 32

        4.4.4 Sallitun akselikuorman vaikutus ..... 37

        4.4.5 Sallitun metrikuorman vaikutus ..... 39

        4.4.6 Akseli- ja metrikuorman lisäämisen yhteisvaikutus ..... 39

        4.4.7 Taarapainon vaikutus ..... 41

    4.5 TELIPARIN AIHEUTTAMA METRIKUORMA..... 41

5. PÄÄTELMÄT ..... 44

LÄHDELUETTELO..... 46

# 1. JOHDANTO

Raskaan liikenteen rautatielinjoiksi määritellään rautatielinjat, jotka täyttävät kaksi seuraavista kolmesta kriteeristä.

- Rautatielinjalla säännöllisesti liikennöivien junien junapaino on vähintään 5000 tonnia.
- Rautatielinjan vuosittainen radan liikennemäärä on vähintään 20 miljoonaa tonnia ja kuljetuspituus on vähintään 150 km.
- Rautatielinjalla yleisesti käytössä olevat akselikuormat ovat vähintään 25 tonnia.[1]

Raskaan rautatiekuljetusten edellytyksenä on kuljetettavan materiaalin suuri määrä. Raskaissa rautatiekuljetuksissa ongelmana ei yleensä ole vaunun tilavuus tai kuljetuksen nopeus, vaan rajoittavaksi tekijäksi muodostuu radan sallimat akseli- ja metrikuormat. Rajoittavien tekijöiden vuoksi vaunun pituudella, akselimäärällä ja taarapainolla on erittäin suuri merkitys junan kokonaiskapasiteettiin, sillä vaunun kapasiteetti, taarapaino, pituus ja akselimäärä määräävät vaunun rataa aiheuttamat akseli- ja metrikuormat.

Aikaisemmasta raskaan kuljetuksen vaunukaluston selvityksestä ei ollut tietoa, joten vaunukaluston kartoittaminen on työn keskeinen osa-alue.

Raportin tavoitteena on selkeyttää vaunun pituuden, akselimäärän ja taarapainon vaikutusta rataa kuormittaviin akseli- ja metrikuormiin sekä eri akseli- ja metrikuormien mahdollistamiin junan kokonaiskapasiteetteihin.

Raportin aluksi luvussa 2 paneudutaan raskaiden rautatiekuljetusten tilanteeseen ulkomailla. Luvussa 3 tarkastellaan pääasiassa luvussa 2 esiteltyjen rautatielinjojen käyttämää vaunukalustoa. Luvussa 4 perehdytään vaunujen aiheuttamiin akseli- ja metrikuormiin sekä niiden merkitykseen junan kuljetuskapasiteettia ajatellen. Lisäksi luvussa 4 tarkastellaan metrikuorman ja kaluston välistä yhteyttä.

## 2. KATSAUS RASKAISIIN RAUTATIEKULJETUKSIIN ULKOMAILLA

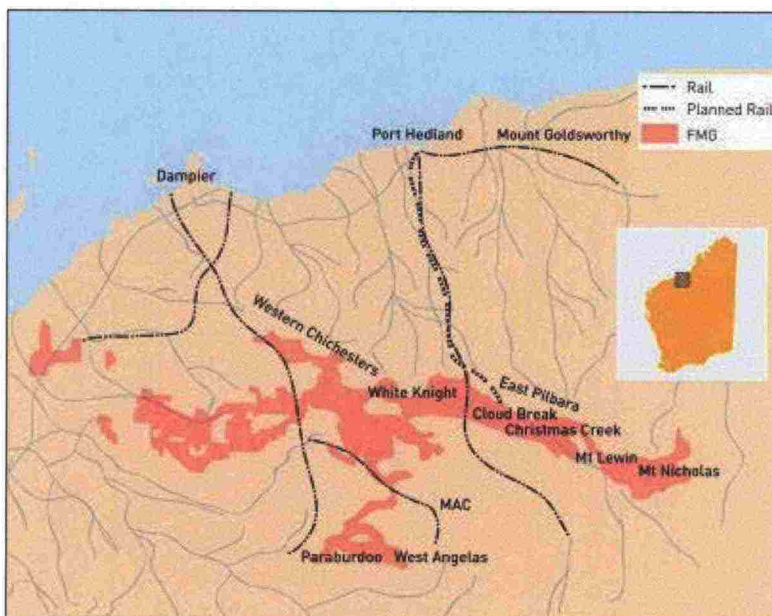
### 2.1 Lähtökohdat

Seuraavissa luvuissa tarkastellaan raskaiden rautatiekuljetuksien tilannetta ulkomailla. Raskaista rautatiekuljetuksista pyritään selvittämään missä ja millä rautatielinjalla tehdään raskaita kuljetuksia, sekä selvittämään rautatielinjan vuotuinen liikennemäärä. Selvityksessä kartoitetaan erityisesti raskaita malmikuljetuksia harjoittavia tahoja, joiden hahmottaminen on edellytys kirjallisuudessa esitettyjen tutkimushavaintojen arvioinnille.

### 2.2 Australia

Australiassa on maailman raskaimmin ja tehokkaimmin liikennöidyt ratalinjat. Suuri osa Australian raskaista malmikuljetuksista tehdään kahden merkittävän kaivosyhtiön toimesta. Nämä yhtiöt ovat BHP Billiton ja Rio Tinto. [2][3]

Raskaimmat kuljetukset tehdään Pilbaran alueella, joka sijaitsee Australian-luoteisosassa. BHP Billitonin ja Rio Tinton käyttämät akselikuormat ovat suurimmillaan 40 tonnia [2][3]. Suurin yleisesti käytettävä junapituus on BHP Billitonilla 336 vaunua. Rio Tinto kuljettaa päärataa pitkin vuosittain noin 110 miljoonaa tonnia malmia Dampierin satamaan (kuva 1) [4]. Vastaavasti Port Hedlandin satamaan (kuva 1) kulkevalla ratalinjalla kuljetettiin vuonna 2005 noin 100 miljoonaa tonnia rahtia. Linjan kapasiteetti tullaan nostamaan 150 miljoonaan tonniin vuoteen 2010 mennessä [5].



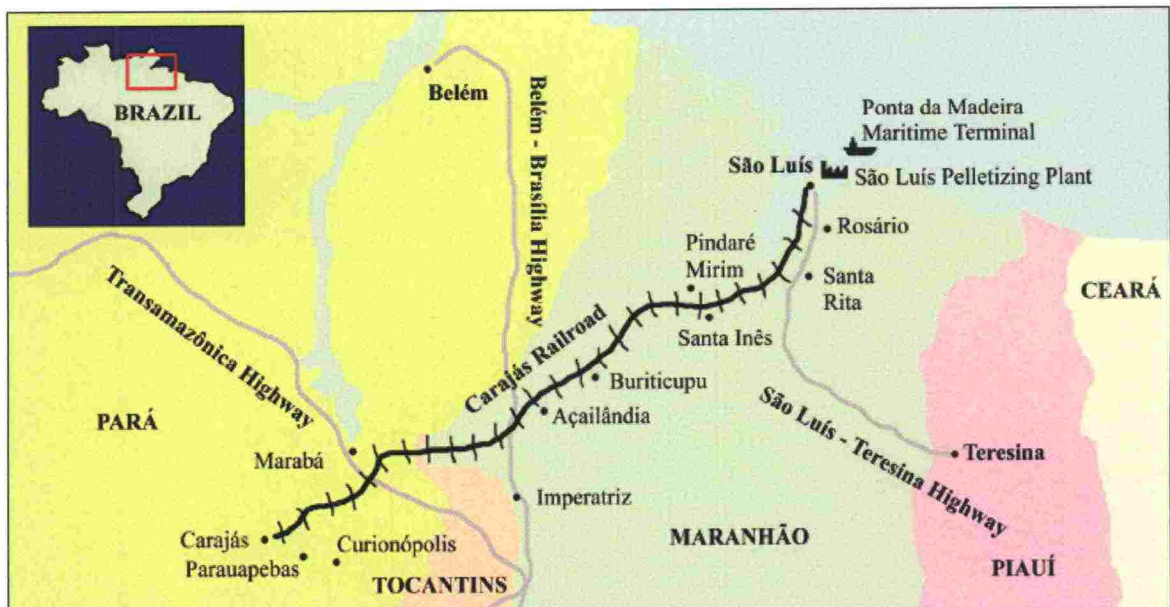
Kuva 1. Rio Tinton ja BHP Billitonin rautamalmikuljetusten rataverkko luoteis-Australiassa. Rio Tinto liikennöi Dampierin satamalinjalla ja BHP Billiton liikennöi Port Hedlandin satamalinjalla. [6]



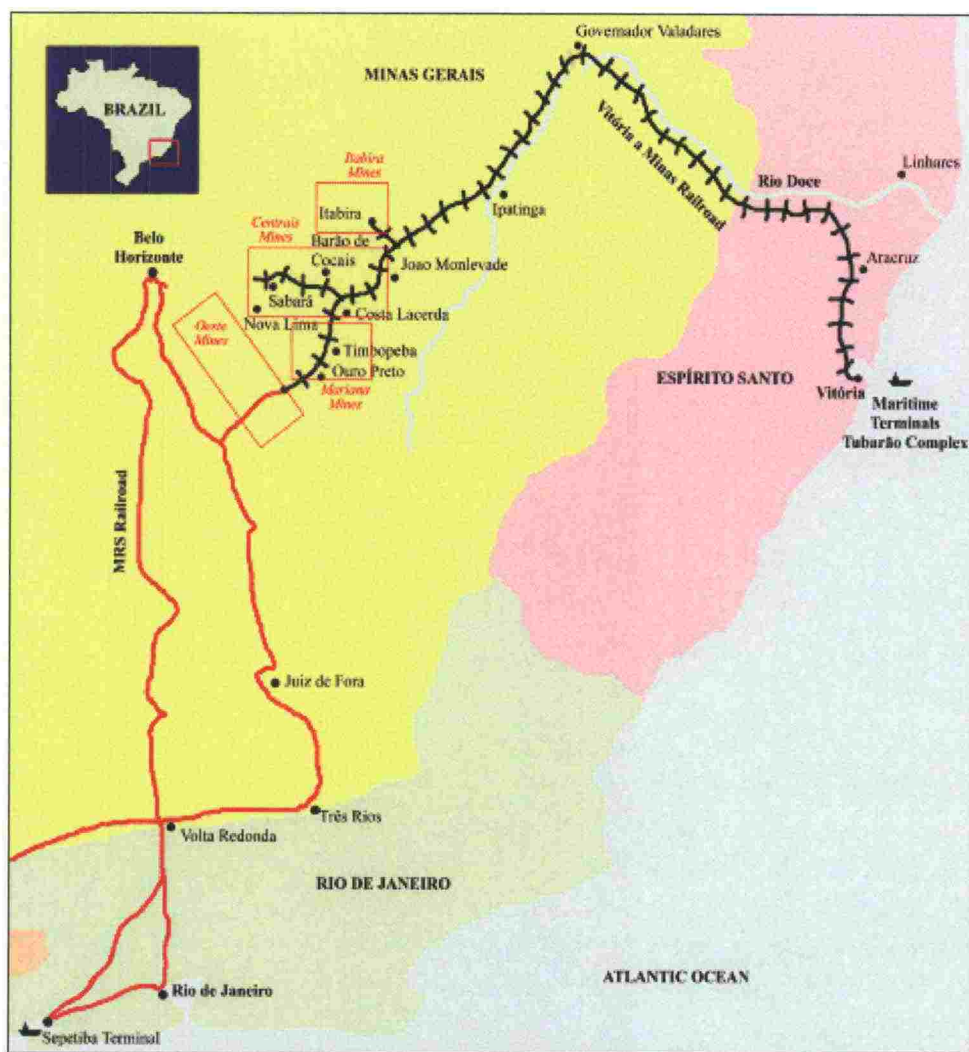
## 2.3 Brasilia

Brasilian raskaimmin liikennöidyt rautatielinjat ovat Carajas Railroad (EFC) Pohjois-Brasiliassa (kuva 2), Victoria Minas Railway (EFVM) Etelä-Brasiliassa (kuva 3) ja MRS railroad Etelä-Brasiliassa (kuva 3). Edellä mainittujen rautatielinjojen kautta kulkee yli 80 % Brazilian junarahdista.[7]

Carajas Railroad on 892 kilometriä pitkä rautatielinja, jolla liikennöidään 31,5 tonnin akselikuormalla [8]. Pisin yleisesti käytössä oleva junapituus on 312 vaunua [9]. Rautatielinjan kautta kuljetettiin vuonna 2006 noin 90 miljoonaa tonnia rahtia, josta 95 % on rautamalmia [7]. Victoria Minas Railway on 905 kilometriä pitkä [10] ja sen kautta kuljetettiin vuonna 2006 noin 130 miljoonaa tonnia rahtia, joka on noin kolmannes Brazilian junarahdista [7]. Radalla liikennöidään ainakin 25 tonnin akselikuormilla [8]. Molemmille ratalinjoille suunnitellaan raskaampien akselikuormien käyttöä lähitulevaisuudessa [8]. MRS Railroad on erittäin vilkkaasti liikennöity rautatielinja, vuonna 2006 sen kautta kuljetettiin noin 110 miljoonaa tonnia rahtia [7].



Kuva 2. Carajas Railroad [11].



Kuva 3. Victoria Minas Railroad ja MRS Railroad [11].

## 2.4 Kanada

Iron Ore Company of Canadian tärkein rautamalmin kuljetuslinja on Schefferville – Sept-Îles (kuva 4), joka kulkee Québecin ja Labradorin territorioiden kautta. Linjan pituus on 573 kilometriä [12]. Rautatielinjalla kuljetetaan vuosittain noin 21 miljoonaa tonnia rautamalmia

[13]. Suurin yleisesti käytettävä junapituus on 240 vaunua

[13]. Rautatielinjalla käytettävät akselikuormat ovat 30 tonnin luokkaa, sillä yksittäisten vaunujen kuljettama malmikuorma on suurimmillaan 100 tonnia [14].

Arcelor mittal on Kanadan suurin rautamalmin tuottaja, sillä se tuottaa yhteensä 33 miljoonaa tonnia raudan raakatuotteita, mikä on 40 % koko Kanadan tuotannosta. Suurin osa yrityksen tuottamista raudan raakatuotteista kuljetetaan Port-Cartier satamalinjaa (kuva 4) pitkin, joka sijaitsee lähellä edellä mainittua Schefferville – Sept-Îles ratalinjaa. Rautatielinjan pituus on 420 kilometriä. Suurin yleisesti käytössä oleva junapituus on 160 vaunua. Linjalla liikennöidään noin 30 tonnin akselikuormalla. [15]



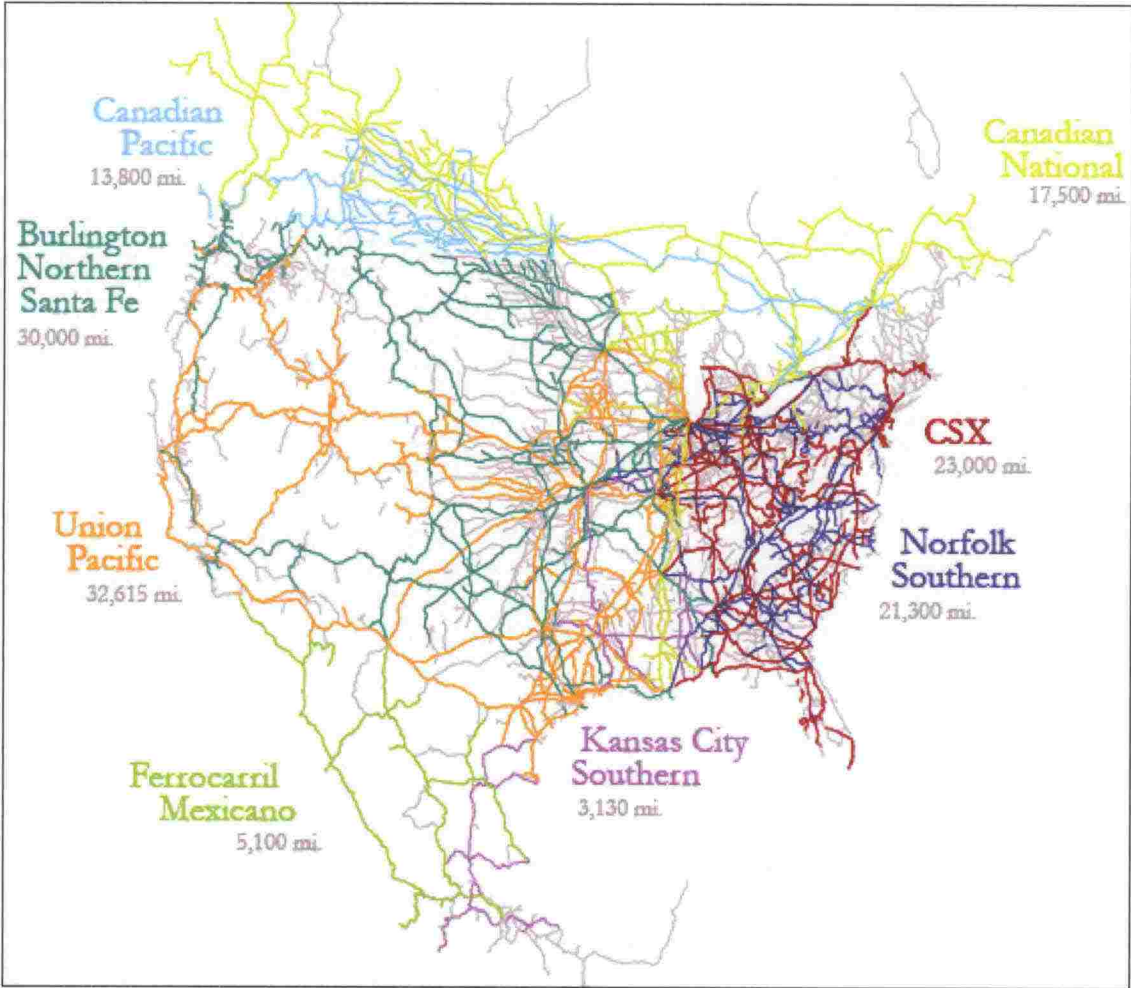


Kuva 4. Schefferville – Sept-Îles rautatielinja sekä Port-Cartierin satamalinja [16].

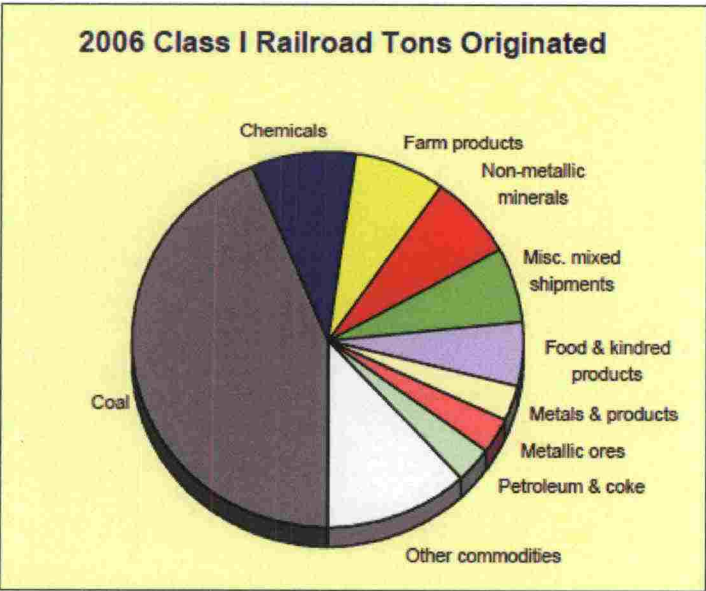
## 2.5 USA

USA:ssa käytössä olevat akselikuormat ovat suurimmillaan 35,5 tonnia [10]. USA:n rata-verkoston (kuva 5) muodostavat useat yksityiset yritykset, joten raskaan kuljetuksen rata-verkoston kartoittaminen on hankalaa. USA:ssa kuljetettavasta rahdista vain pieni osa koostuu raskaasta materiaalista, kuten rautamalmirikasteista (kuva 6).[17]



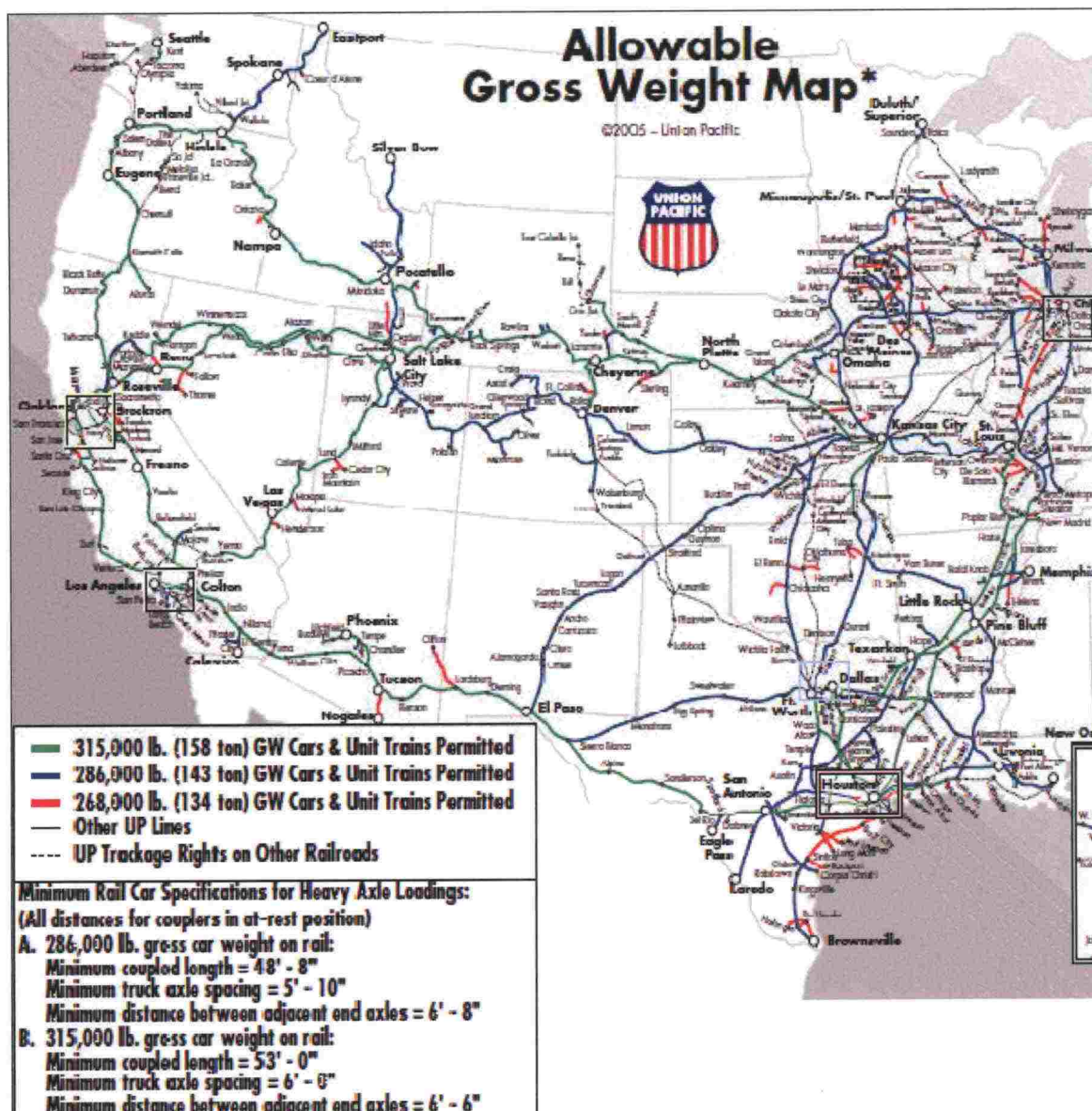


Kuva 5. Pohjois- Amerikan 1 luokan rataverkko [18].



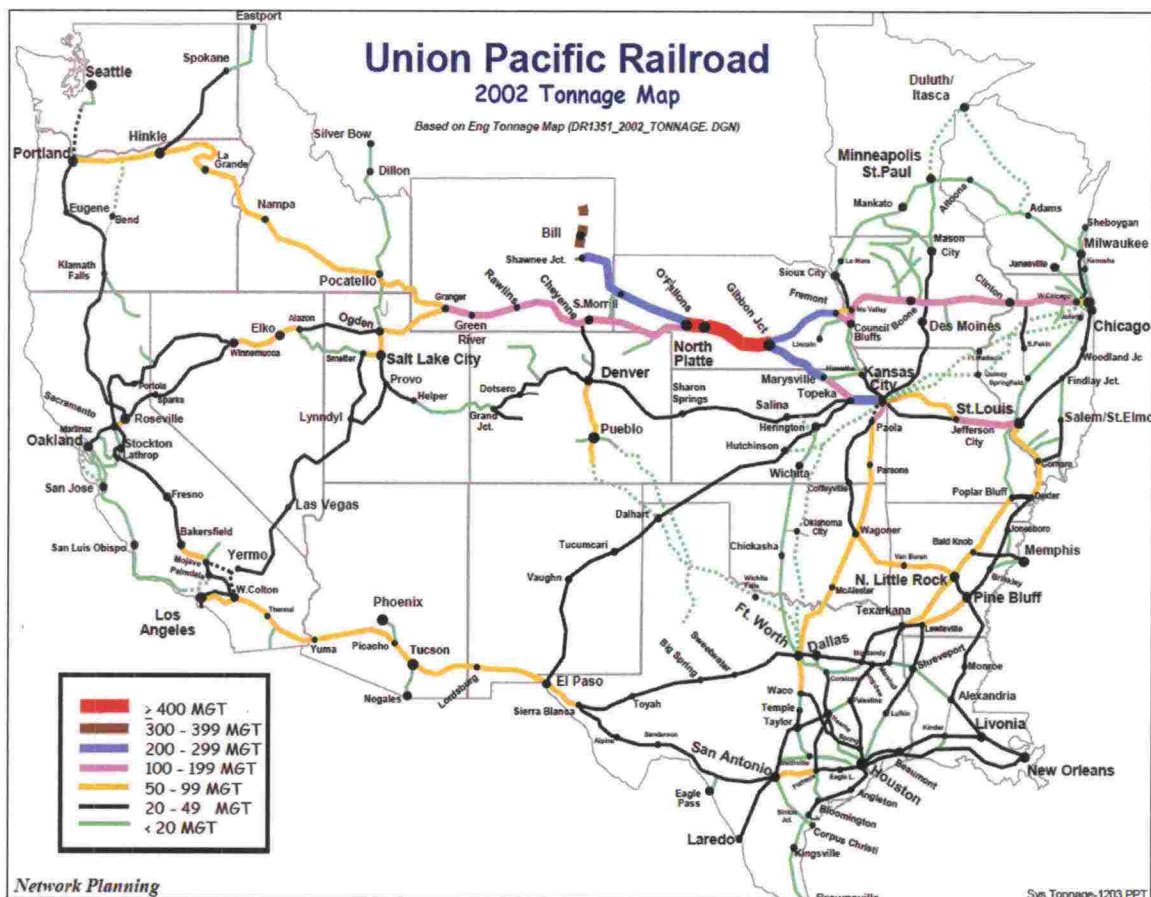
Kuva 6. USA:n ensimmäisen luokan rautatieliikenteen kuljetusmäärät aihepiireittäin [19].

Union Pacificilla on USA:n suurin 1 luokan rataverkosto, jonka kokonaispituus on noin 52000 km. Rataverkko mahdollistaa lähes kauttaaltaan yli 30 tonnin akselikuormat, mikäli kuvassa 7 esitetyt sallitut vaunupainot muutetaan 4-akselisen vaunun akselikuormiksi. Tämän perusteella verkon suurin sallittu akselikuorma on 158 tonnin vaunupainoa vastaava 35,5 tonnin akselikuorma. Raskaimmin liikennöity rautatielinja on O'Fallons – Gibbon Jet (kuva 8). Linjalla kuljetetaan vuosittain yli 400 miljoonaa tonnia rahtia.



Kuva 7. Union Pacificin rataverkolla sallitut vaunupainot [20].



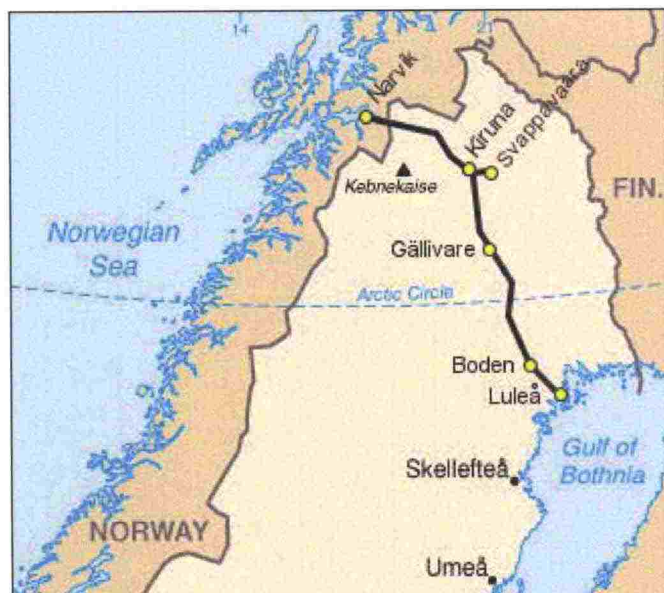


Kuva 8. Union Pacificin rautatieverkon vuotuiset kuljetusmäärät [20].

## 2.6 Ruotsi ja Norja

Ruotsin ja Norjan kautta kulkee Malmabanana tunnettu rautatielinja (kuva 9). Rautatielinjalla kuljetetaan rautakaivostuotteita Kiirunasta Narvikin ja Luleån satamaan. Malmabanalla kuljetetaan vuosittain rahtia noin 25 miljoonan tonnin edestä [22]. Rautatielinjan kokonaispituus on 536 km [14]. Käytössä olevan kuljetuskaluston akselikuorma on 30 tonnia [22]. Malmaban on Skandinavian raskaimmin liikennöity rautatielinja [23]. Rautatielinjalla lämpötila laskee pahimmillaan -40 asteeseen [24].





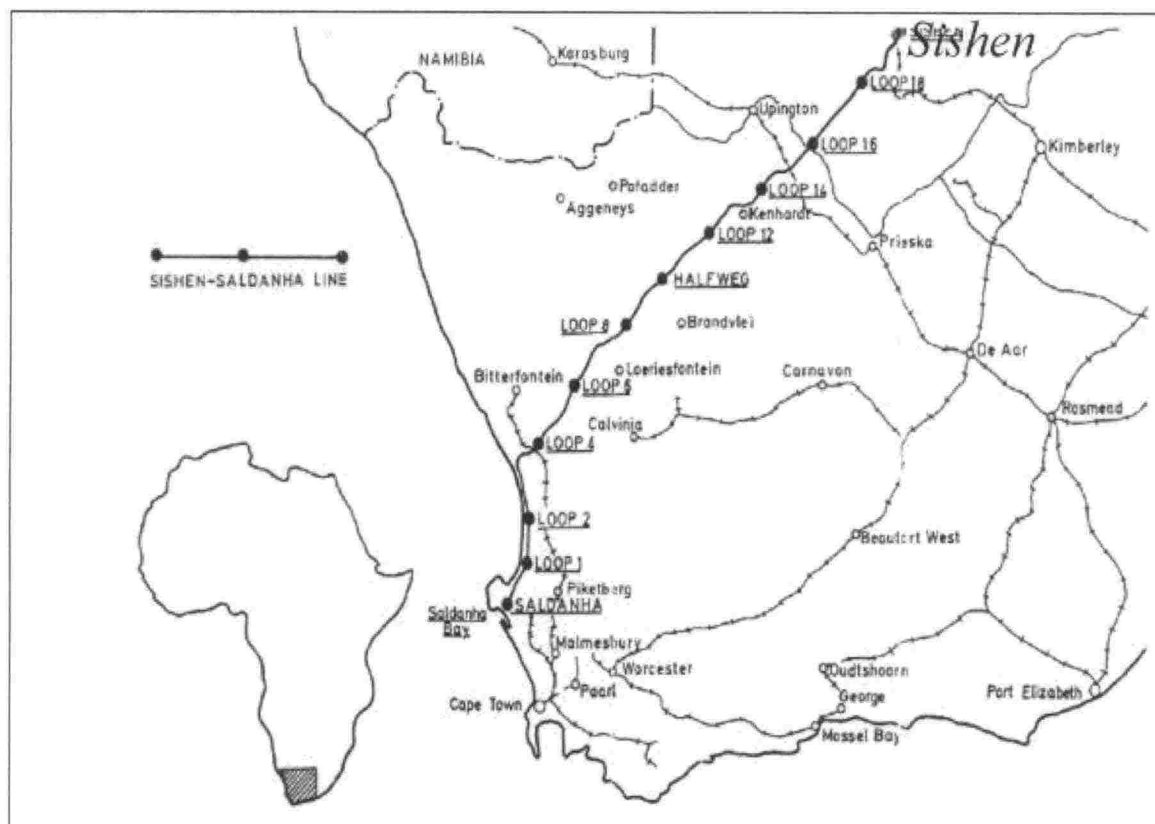
Kuva 9. Malmbanan [25].

## 2.7 Saksa

Saksassa aloitettiin kolme vuotta kestävä kokeellinen raskaan kuljetuksen liikennöinti vuonna 2003 Deutsche Bahnin toimesta [26]. Kuljetuskaluston akselikuorma oli 25 tonnia. Kalustolla selvitettiin raskaan kuljetuksen vaikutuksia rataverkkoon [26]. Kuljetuskalusto otettiin nähtävästi käyttöön laajemmin testausjakson jälkeen.

## 2.8 Etelä-Afrikka

Transnet on Etelä-Afrikassa toimiva kansallinen kuljetusyhtiö. Transnetin raskaimmin liikennöity rautatielinja on Sishen-Saldanhan (kuva 10). Pituutta linjalla on 861 kilometriä. Ratalinjalla liikennöidään ainakin 30 tonnin akselikuormalla kaluston maksimiakselikuorman ollessa 32,5 tonnia. Rautatielinjalla kuljetetaan nykyään noin 40 miljoonaa tonnia rautamalmia vuodessa ja kapasiteetin lisääminen 93 miljoonaan tonniin on suunnitteilla.[27]

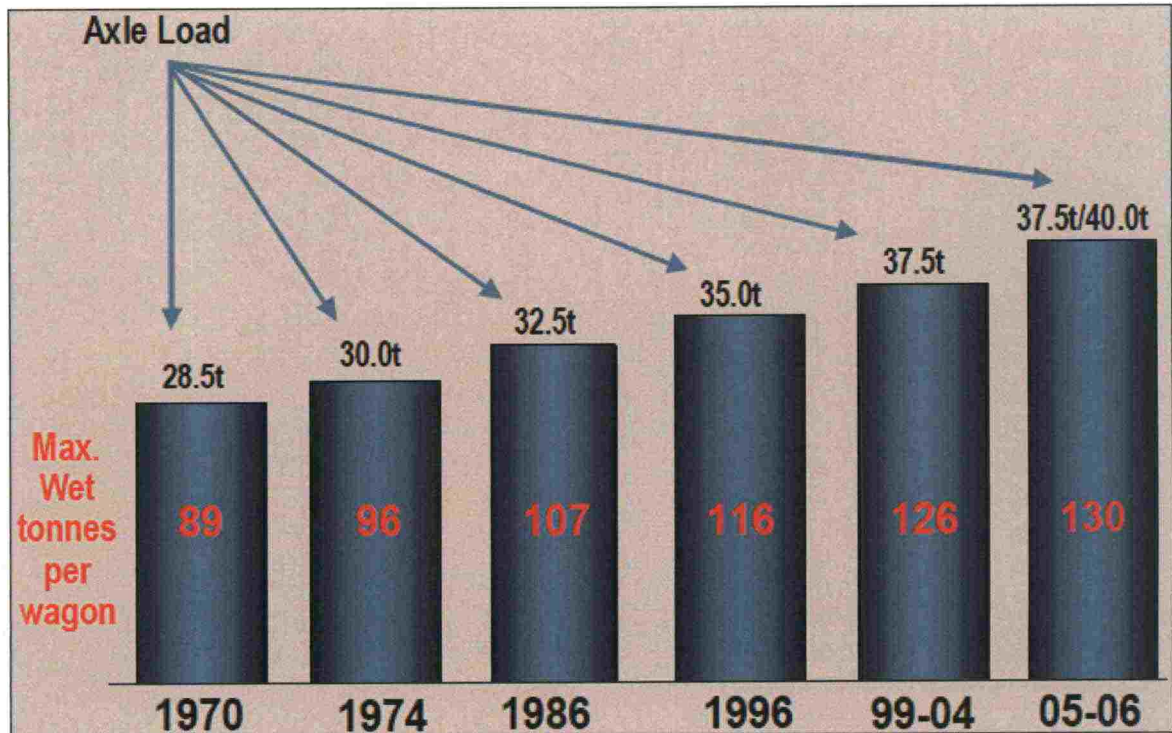


Kuva 10. Sishen-Saldanha rautatielinja.[28]

### 3. MALMIKULJETUSTEN VAUNUKALUSTO

#### 3.1 Vaunujen kuljetuskapasiteetin kehitys

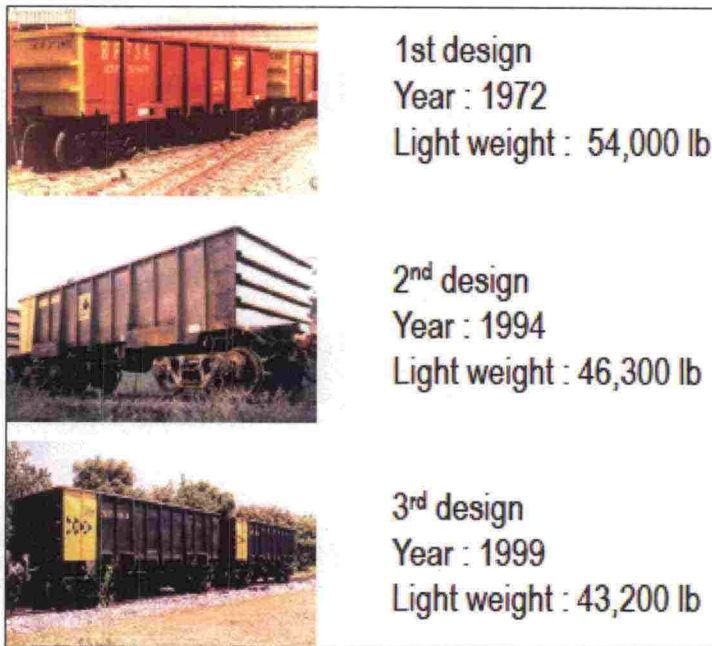
Raskaan kuljetuskaluston kehitys on tapahtunut suurelta osin akselikuormaa kasvattamalla. Esimerkiksi BHP Billitonin käyttämä akselikuorma on kasvanut viimeisen 35 vuoden aikana 28,5 tonnista 40 tonniin (kuva 11).



Kuva 11. BHP Billitonin maksimiakselikuorman kehitys [2].

Viimeisen vuosikymmenen aikana vaunujen taarapainoa on voitu pienentää materiaalien kehittymisen [52] sekä uusien rakenneratkaisujen myötä. Suurimmat edistysaskeleet on saavutettu australialaisten ja brasilialaisten vaunuvalmistajien toimesta. Esimerkiksi Brasiiliassa käytössä olevien Amsted Maxionin valmistamien vaunujen taarapainot ovat nykyään alle 20 tonnia [kuva 12].





Kuva 12. Amsted Maxionin valmistamien malmivaunujen taarapainon pienentyminen viimeisten vuosikymmenien aikana [29].

Vaunun kokonaispituutta lyhentämällä vaunusta aiheutuva akselikuorma pysyy samana ja metrikuorma nousee, mikäli vaunun kuormapaino pidetään vakiona. Lyhyet vaunut ovat akselikuorman hallitsemiseksi tavoiteltavia kuljetettaessa tilavuuspainoltaan raskasta materiaalia. Tällöin kriittiseksi tekijäksi saattaa tulla metrikuorma. Akselikuormaa voidaan pienentää myös lisäämällä akselien määrää, mutta useampiakselisien vaunujen käytöstä on vain vähän kokemusta. Akselikuorman hallitsemisessa merkittävin tekijä on siis vaunun pituusyksikköä kohti laskettujen akseleiden lukumäärä.

### 3.2 Australia

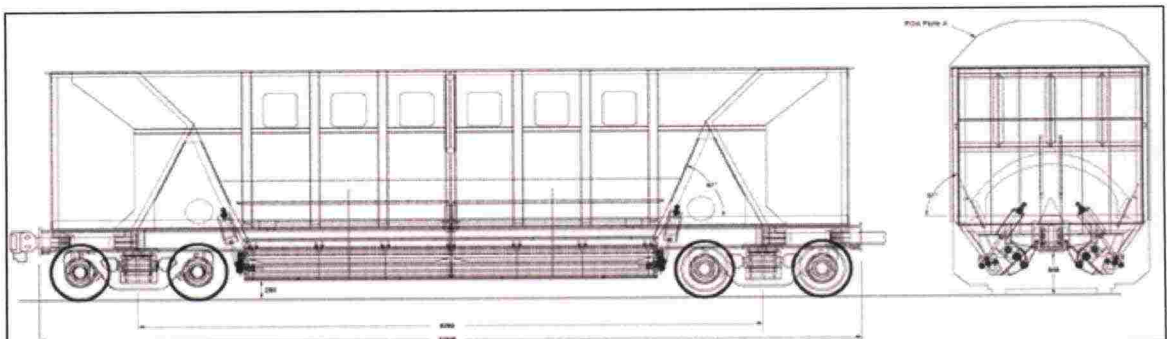
Dampierin satamalinjalla (luku 2.2) liikennöidään Bradgenin valmistamalla vaunumallilla (kuva 13) [30]. Vaunun taarapaino on 21 tonnia ja kuljetuskapasiteetti 110 tonnia [30]. Vaunu menestyi luvun 4 vertailussa hyvin.

Port Hedlandin satamalinjalla (luku 2.2) liikennöidään United Group Railin valmistamalla Golynx vaunumallilla [31], jonka tietoja ei tiedusteluista huolimatta kyetty varmistamaan.

Muita Australian malmikuljetuksissa käytettyjä vaunumalleja ovat CHAY-1 (kuva 14), AHBV (kuva 15) ja AFOH (kuva 16).



Kuva 13. Bradgenin valmistama vaunumalli [30].



Kuva 14. CHAY-1 vaunumalli [32].



Kuva 15. AHBY vaunu [33].



Kuva 16. AFOH vaunu [34].

### 3.3 Brasilia

Brasiliassa käytetty Amsted Maxionin valmistama vaunu (kuva 17) on suunniteltu 32,5 tonnin akselikuormitukselle. Vaunun taarapaino on vajaa 20 tonnia [35]. Amsted Maxionin valmistamaa vaunua käyttää Brasilian suurin kaivosyhtiö Vale [36]. Vaunu menestyi luvun 4 vertailussa hyvin.

GDT	
Current Use:	ore
Gauge (m):	1,60
Loading System:	from above
Unloading System:	in car dumper
Used Height (m):	1,90
Useful Width (m):	2,70
Useful Length (m):	8,80

Kuva 17. Amsted Maxionin valmistama vaunumalli [37].

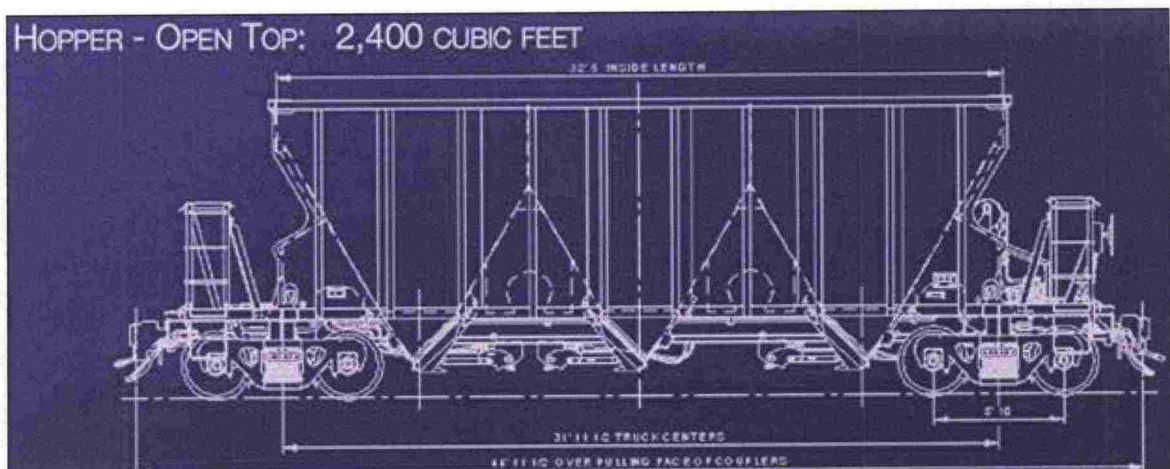


### 3.4 USA ja Kanada

USA:ssa vaunujen kehityksessä on kiinnitetty suuri huomio Net Tare Ration kehittämiseen. Net Tare Ratio tarkoittaa vaunun hyötykuorman suhdetta taarapainoon. USA:ssa käytettävät vaunut eivät ole suhteellisen suuren taarapainon takia luvun 4 vaunuvertailussa kärkisijoilla. Luvun 4 vertailussa mukana olleista paras Pohjois-Amerikassa käytetty vaunu oli Ore Hopper (kuva 18). Lisäksi vertailussa oli Hopper Open Top (kuva 19), NGCX (kuva 20), T3272 (kuva 21) ja 3281cf Covered Hopper (kuva 22) vaunumallit. Kanadan kalustosta ei tässä yhteydessä havaittu erillistä tietoa, joten oletettavasti kalusto on samaa kuin USA:ssa.



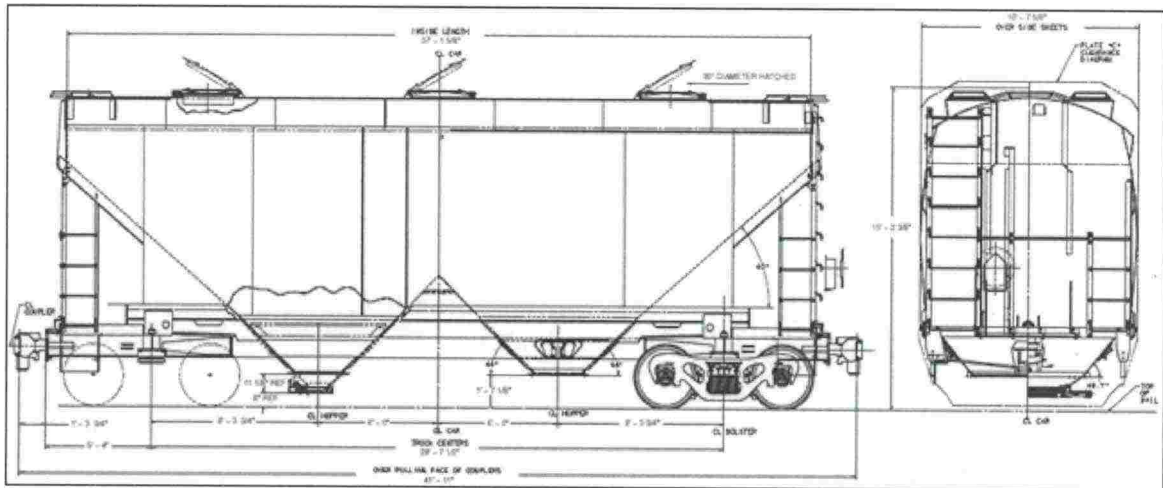
Kuva 18. Ore Hopper [38].



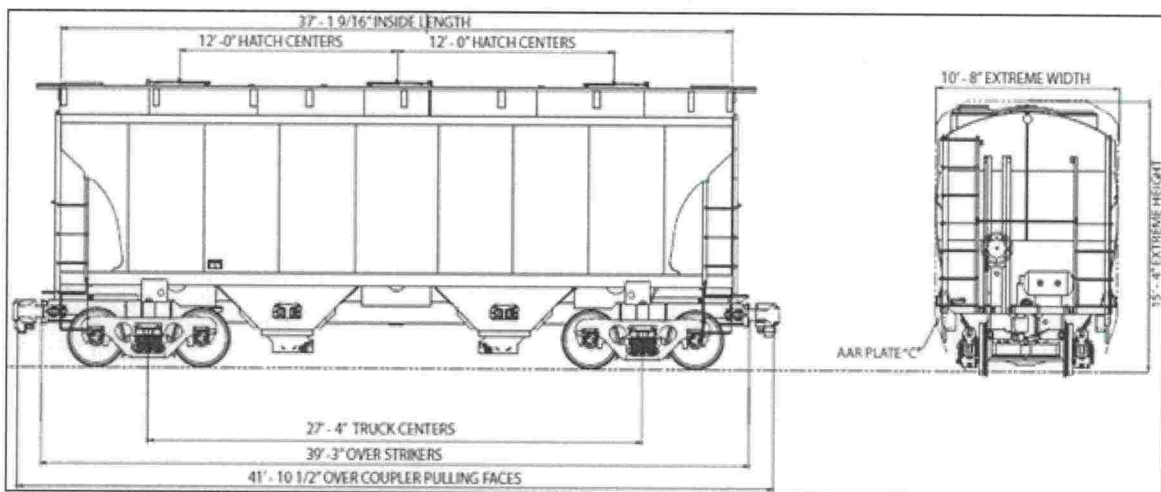
Kuva 19. Hopper Open Top [39].



Kuva 20. NGCX [40].



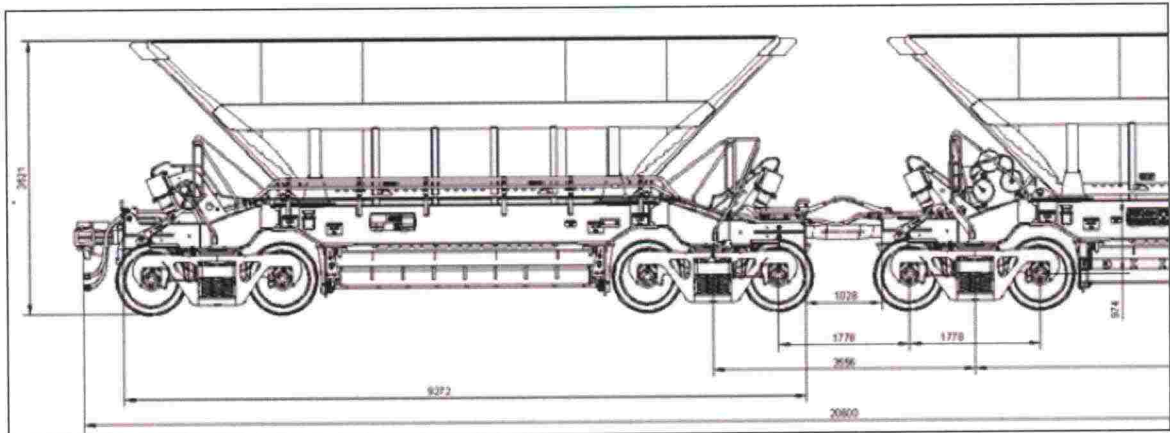
Kuva 21. Vaunu T3272 [41].



Kuva 22. 3281cf Covered Hopper [42].

### 3.5 Ruotsi

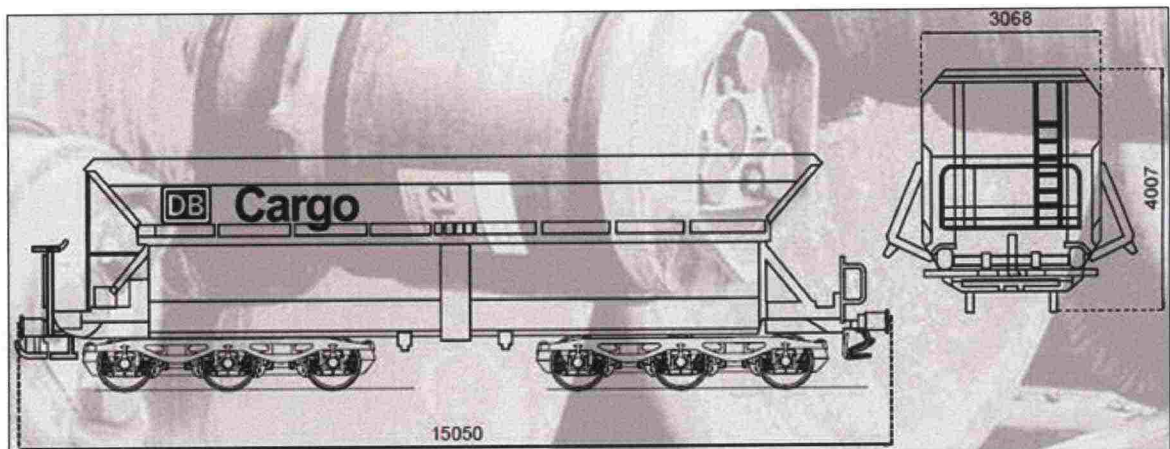
Ruotsalaisten LKAB:n ja K Industrier AB:n suunnittelema Fammoorr 050 (kuva 23) vaunua voidaan liikennöidä 31 tonnin akselikuormalla [43]. Fammoorr 050 menestyi luvun 4 vaunuvertailussa hyvin. Huomioitavaa on sen todettu soveltuminen pohjoisiin oloihin. Se on suunniteltu säilyttämään toimintakykynsä 40 asteen pakkasessa [24]. Vaunu on käytössä Malmabanalla.



Kuva 23. Fammoorr 050 [43].

### 3.6 Saksa

Saksassa käytössä oleva 6 akselinen Faals 151 vaunu (kuva 24), se on suunniteltu 25 tonnin akselikuormitukselle [44]. Vaunun taarapaino on 35 tonnia, joka on varsin suuri. Faals 151 on luvun 4 vaunuvertailussa kilpailukykyinen suunniteltuun 25 tonnin akselikuormitukseen asti.

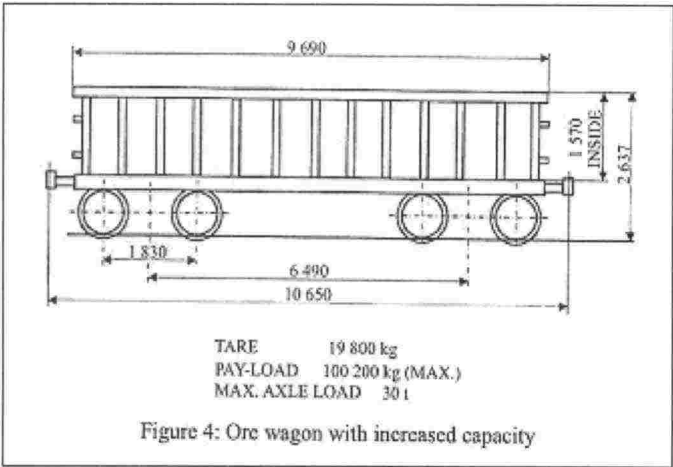


Kuva 24. Faals 151 [44].

### 3.7 Etelä-Afrikka

Etelä-Afrikassa Sishen-Saldanhan rautatielinjalla Transwerk yhtiöllä on käytössä Ore wagon vaunu (kuva 25). Vaunu mahdollistaa 30 tonnin akselikuorman käytön. Vaunun taarapaino on vain 19,8 tonnia.[45.] Vaunu menestyi luvun 4 vaunuvertailussa hyvin.



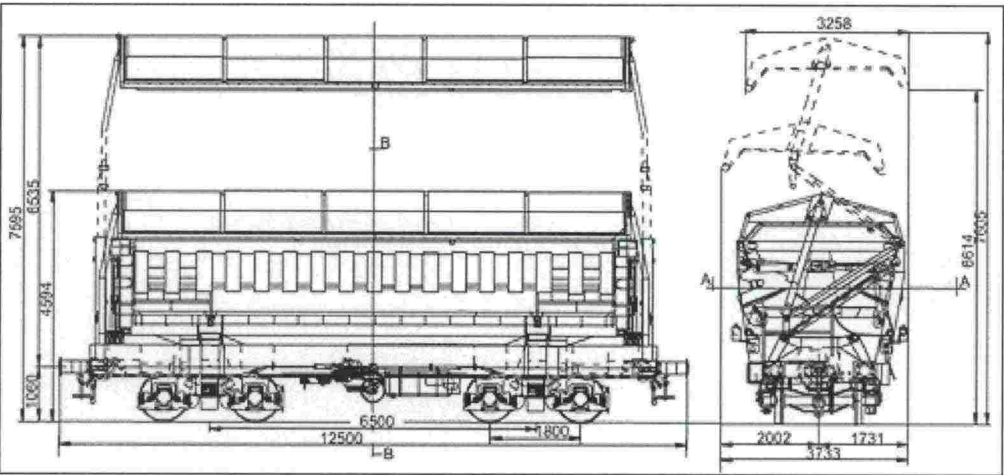


Kuva 25. Ore wagon [45].

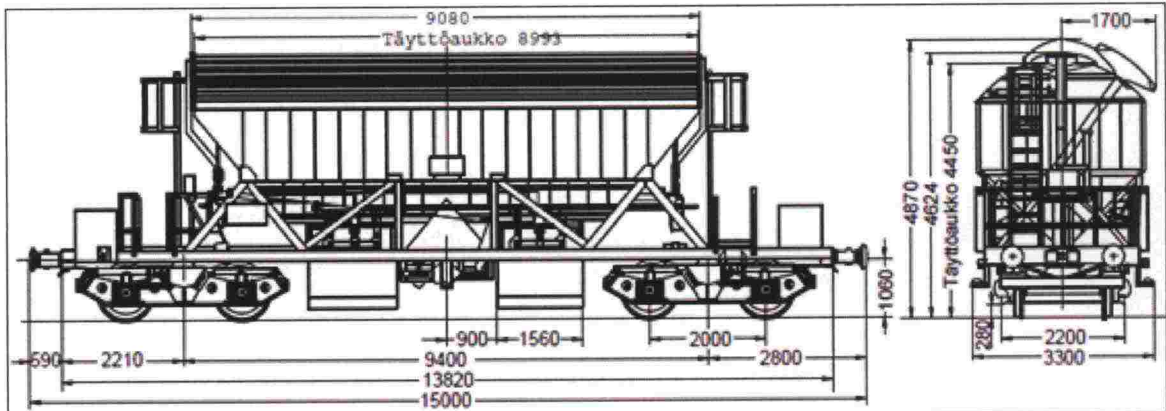
### 3.8 Suomi

VR Cargolla käytössä olevalla Taimn-t (kuva 26) vaunulla sallittu akselikuorma on 25 tonnia ja sen mahdollistama metrikuorma on 8 t/m. Taimn-t vaunun heikkoutena on sen erittäin suuri 32,5 tonnin taarapaino [47].

Kolarin seudun kaivoshankkeet selvityksessä [46] vertailuvaununa käytetty Tad vaunu (kuva 27) on suunniteltu 20 tonnin akselikuormalle, mutta sen mahdollistama metrikuorma on vajaat 6 tonnia. Alhaisen metrikuorma rajoitteen vuoksi vaunun sallima hyötykuorma metriä kohti jää varsin alhaiseksi.



Kuva 26. Taimn-t vaunu [47].



Kuva 27. Tad vaunu [48].

### 3.9 Poimintoja muualta

Kiinasta ja Ukrainasta havaittiin vaunuvertailuun lisäarvoa tuovat vaunumallit. Vaunumallit poikkesivat perinteisestä vaunusuunnittelusta.

Kiinassa valmistettava 100t Ore Open Top Wagon (kuva 28) on 6 akselinen malmivaunu, joka on suunniteltu 20 tonnin akselikuormalle ja 8 tonnin metrikuormalle. [49]



Kuva 28. 100t Ore Open Top Wagon [49].

Ukrainassa valmistettava Model 22-4024 (kuva 29) on 8 akselinen malmivaunu, joka on suunniteltu 20 tonnin akselikuormalle ja 10 tonnin metrikuormalle. Vaunun taarapaino on peräti 46 tonnia. [50] Vaunussa toteutuu kuitenkin melko hyvin radalle edullinen periaate tasaisista teliväleistä ja suuresta akselimäärästä vaunumetriä kohti.



*Kuva 29. Model 22-4024 [50].*



## 4. VAUNUVERTAILU

### 4.1 Yleistä

Tässä luvussa pyritään selvittämään millaiset vaikutukset vaunun pituudella ja vaunun taarapainolla sekä radan sallimilla akseli- ja metrikuormilla on junan kuljetuskapasiteettiin. Laskennan lähtökohtana käytetään luvussa 3 esiteltyjä vaunumalleja, joiden avulla tehdään esimerkkipohjaiset laskelmat vaunumetriä kohti lasketusta kuljetuskapasiteetista sekä todellisen junan kokonaiskapasiteetista. Tämän jälkeen pyritään yleisellä tasolla selvittämään millaiset vaikutukset akseli- ja metrikuormalla sekä vaunun pituudella on junan kapasiteettiin, kalustomäärään sekä ratalinjan vuotuiseseen liikennemäärään. Näiden lisäksi tarkastellaan, miten vaunusuunnittelulla voidaan vaikuttaa vaunun aiheuttaman akseli-kuorman jakaumaan.

### 4.2 Vertailussa käytetyt vaunumallit

Vertailussa käytetyt vaunut on esitelty luvussa 3. Vaunujen tiedot on esitelty taulukossa 1. Vertailussa käytetään todellisia vaunumalleja, joihin lastataan hyötykuormaa vaunujen salliman tai vertailussa käytettävän akselikuorman verran. Vertailuissa rajoittavana tekijänä käytetään akselikuorman lisäksi myös metrikuorma-käsitettä, jolla tarkoitetaan vaunun akselien aiheuttaman kokonaiskuormituksen suhdetta vaunun pituuteen.

Vertailuun on lisätty ratojen luokittelussa sovellettavan standardin EN 15528:2008 mukaisia referenssivaunuja. Näiden vaunujen taarapainot on määritetty Taimn-t vaunun taarapainon ja pituuden mukaan siten, että vaunun lyhentäminen 1 metrillä Taimn-t vaunusta vähentää vaunun taarapainoa 1 tonnilla.

*Taulukko 1. Vertailuvaunujen tiedot.*

Vaunu	Luku	Pituus (m)	Kahden peräkkäisen telin uloimpien akselien välinen etäisyys (m)	Akseli-määrä (kpl)	Akseli-kuorma (t)	Taara-paino (t)	Hyötykapa-siteetti (t)	Kokonais-paino (t)	Lähde
Fammoon050	3,5	10,3	5,3	4	31,1	21,6	102,6	124,2	[43]
Ore wagon	3,9	10,7	6,0	4	30,0	19,8	100,2	120,0	[45]
Faals 151	3,6	15,1	8,6	6	25,0	35,0	115,0	150,0	[44]
Ore Hopper	3,4	9,9	4,8	4	32,4	25,4	104,3	129,7	[38]
Tad	3,8	15,0	7,6	4	20,0	23,6	56,4	80,0	[48]
Hopper open top	3,4	13,7	5,7	4	32,7	26,1	104,8	130,9	[39]
CHAY-1	3,2	12,8	?	4	25,0	23,0	77,0	100,0	[32]
Bradken wagon	3,2	9,3 <sup>1)</sup>	?	4	32,7	20,9	110,0	130,9	[30]
Amsted Maxion	3,3	10,0 <sup>2)</sup>	?	4	29,5	19,0	99,0	118,0	[35][37]
NGCX	3,4	13,6	?	4	32,7	31,0	100,0	131,0	[40]
Taimn-t	3,8	12,5	7,8	4	25,0	32,5	67,5	100,0	[47]
T3272	3,4	12,8	5,9	4	32,4	24,0	105,7	129,7	[41]
Model 22-4024	3,9	15,9	12 <sup>3)</sup>	8	20,1	46,0	115,0	161,0	[60]
100t Ore Open Top	3,9	15,6	?	6	21,7	30,0	100,0	130,0	[49]
AFOH	3,2	10,5	?	4	23,0	20,0	72,0	92,0	[34]
AHBY	3,2	12,1	?	4	23,0	22,0	70,0	92,0	[33]
3281cf Covered Hopper	3,4	12,8	6,2	4	32,4	24,0	105,7	129,7	[42]
EN C4	5,1	10,0	6,6	4	20,0	30,0	50	80,0	EN 15528:2008
EN D4	5,1	11,3	6,6	4	22,5	31,3	58,7	90,0	EN 15528:2008
EN E4	5,1	12,5	6,6	4	25,0	32,5	67,5	100,0	EN 15528:2008
EN E5	5,1	11,4	6,6	4	25,0	31,3	68,7	100,0	EN 15528:2008

<sup>1)</sup> Vaunupituudeksi on mainittu 9,3 metriä [30], jonka on oletettu tarkoittavan vaunun kokonaispituutta.

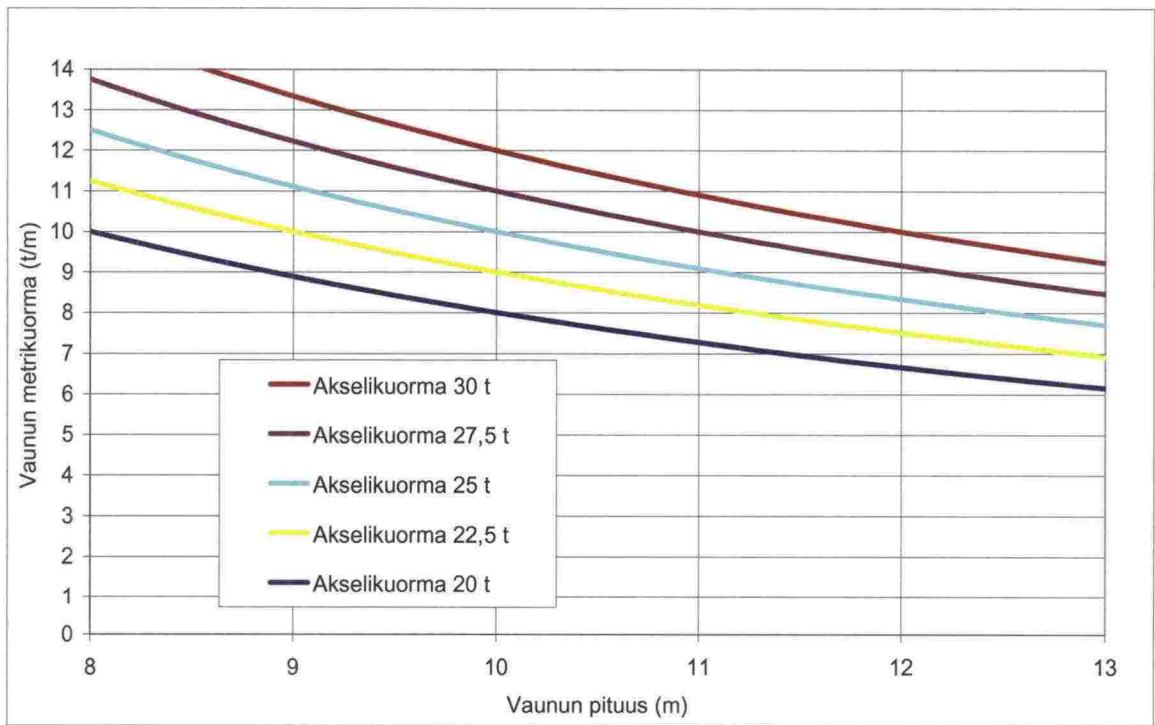
<sup>2)</sup> Vaunupituus on mitattu kuvan 17 perusteella.

<sup>3)</sup> Vierekkäisten telien välinen etäisyys arvioitiin lähdeä [50] apuna käyttäen.

### 4.3 Akselikuorman ja metrikuorman välinen yhteys

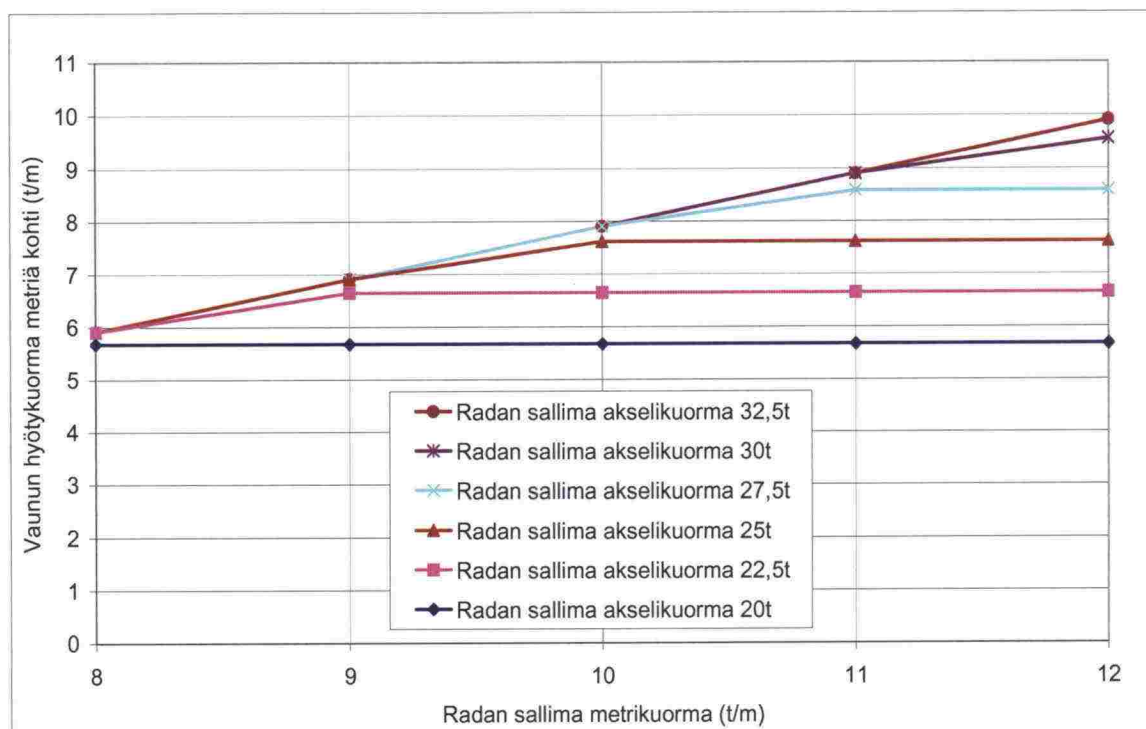
Akselikuorma ja peräkkäisten akselien väliset etäisyydet määräävät rataan kohdistuvan kuormituksen. Eri kalustojen akseli- ja telivälierojen takia kuormitustilanteen kuvaamiseksi käytetään metrikuorma-käsitettä. Tämä yksinkertaistus huomioden voidaankin todeta, että sallittu akseli- ja metrikuorma määräävät suurelta osin vaunun kokonaiskapasiteetin yhdessä taarapainon kanssa.

Kuvassa 30 on esitetty 4-akselisella vaunulla sallitun akselikuorman, vaunun pituuden ja vaunun metrikuorman välinen yhteys. Vaunun pidentyessä sallittu metrikuorma luonnollisesti vähenee, kun akselikuorma pysyy vakiona. Akselimäärää lisäämällä voidaan pienentää vaunun aiheuttamaa akselikuormaa tai vaihtoehtoisesti hyötykuormaa lisäämällä kasvattaa vaunun aiheuttamaa metrikuormaa.



Kuva 30. Akselikuorman, metrikuorman ja vaunun pituuden välinen yhteys 4-akselisella vaunulla.

Kuvassa 31 havainnollistetaan esimerkkinä Fammoorr 050 vaunun kuljetuskapasiteetin määräytymistä erilaisilla radan akseli- ja metrikuormarajoituksilla. Kuvasta 31 havaitaan, että junametriä kohti laskettua vaunun hyötykuormaa ei nykyisellä 8 tonnin metrikuormarajoituksella käytännössä kyetä kasvattamaan sallimalla suurempia akselikuormia. Kapasiteetin tehokkaaseen lisäämiseen vaaditaan erityisesti sallitun metrikuorman kasvattamista.



Kuva 31. Radan salliman akseli- ja metrikuorman vaikutus Fammoorr050 vaunun hyötykuormaan metriä kohti.

## 4.4 Vaunujen kapasiteetilaskelmat

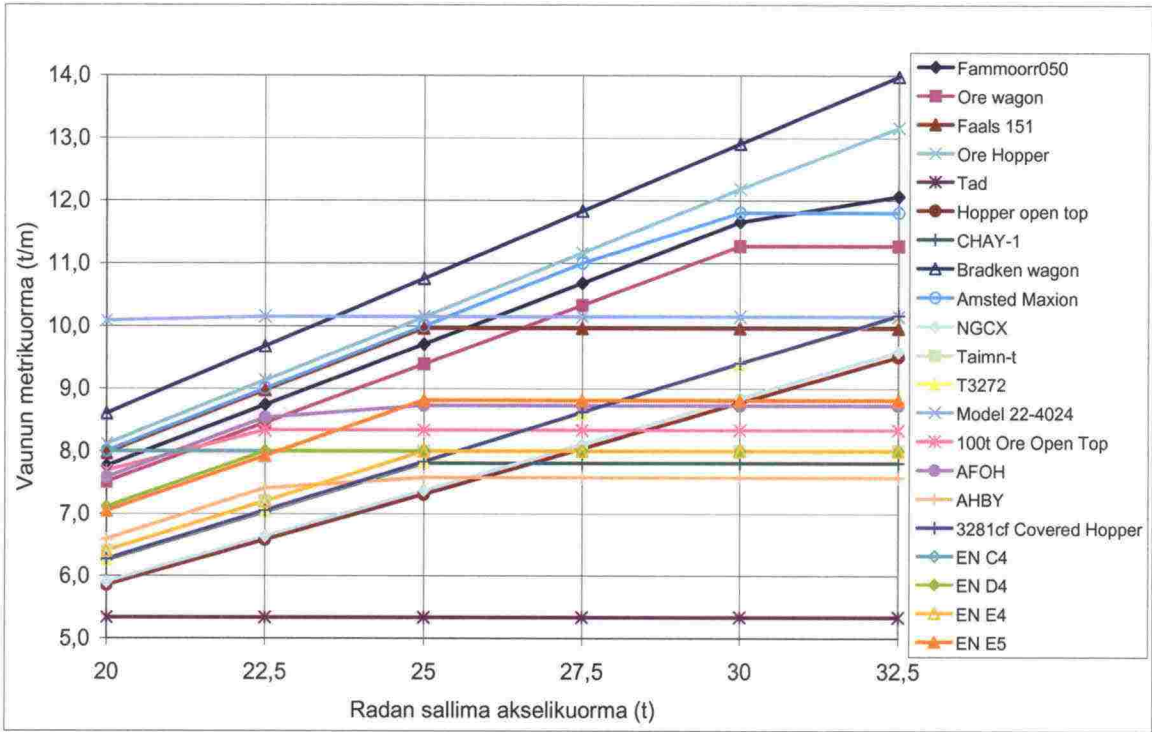
### 4.4.1 Vaunun hyötykuorma metriä kohti

Vaunuvertailun tarkoituksena on selvittää millaisella vaunumallilla junan kapasiteetti saadaan mahdollisimman suureksi mahdollisimman pienillä rataa kuormittavilla akseli- ja metrikuormilla.

Vaunuvertailun perustana on selvittää millaisia hyötykuormia metriä kohti eri vaunumallit saavat erilaisilla radan sallimilla akseli- ja metrikuormilla. Vertailussa hyötykuorma annetaan metriä kohti, koska tällöin pituudeltaan erilaiset vaunut ovat vertailukelpoisia keskenään. Mikäli vaunuja vertailtaisiin vaunun salliman hyötykuorman perusteella saisivat pitkät vaunumallit lyhyempiä vaunumalleja suuremmat hyötykuorma-arvot, vaikka niiden sallimat hyötykuormat metriä kohti olisivat yhtä suuret.

Kuvassa 32 verrataan akselikuorman ja kokonaismetrikuorman välistä yhteyttä eri vaunumalleilla. Kuvassa metrikuorma kehittyy lineaarisesti akselikuorman suhteen, kunnes saavutetaan vaunun sallima akselikuormitus. Lyhyillä vaunumalleilla kokonaismetrikuorma lisääntyy akselikuorman kasvaessa enemmän kuin pitkillä vaunumalleilla. Tämä ilmenee kuvassa lyhyitä vaunumalleja kuvaavien suorien jyrkempänä kulmakertoimenä.



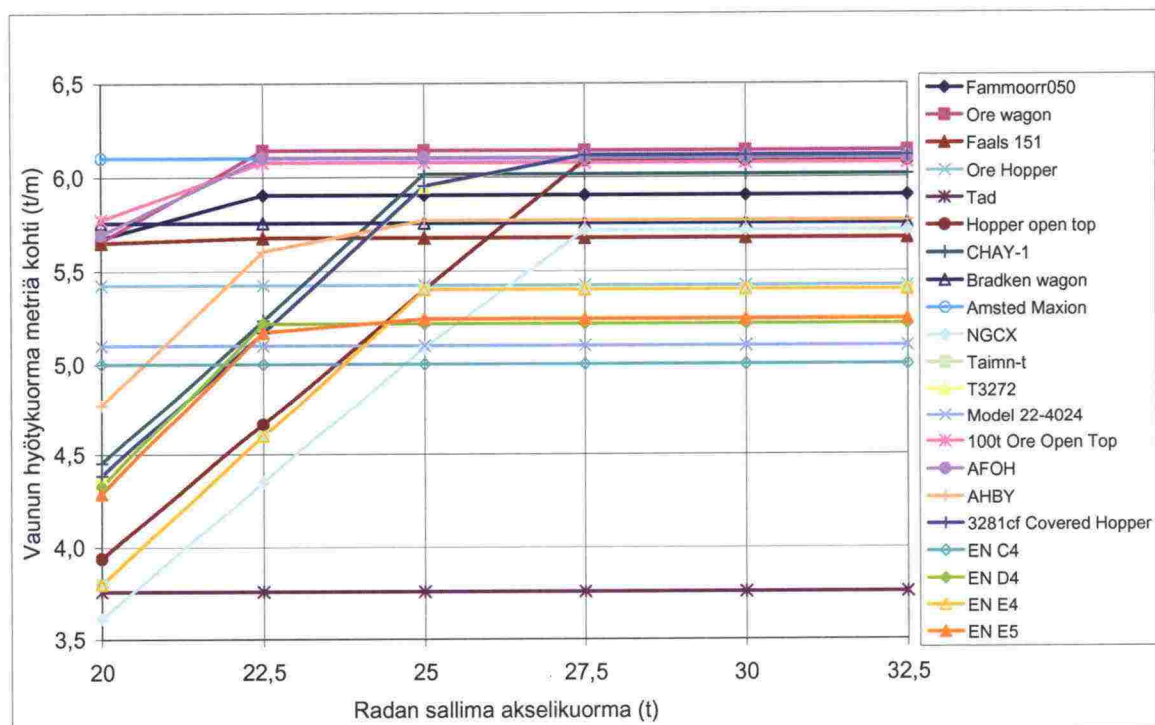


Kuva 32. Vertailuvaunujen metrikuormat radan salliman akselikuorman suhteen, kun metrikuormaa ei ole rajoitettu.

Kuvaajissa esiintyvä vaunumallin hyötykapasiteetin kehittymisen pysähtyminen akselikuorman suhteen tarkoittaa yleensä sitä, että vaunun sallima akselikuormitus tai kuvaajassa käytetty rajoittava metrikuormitus on saavutettu.

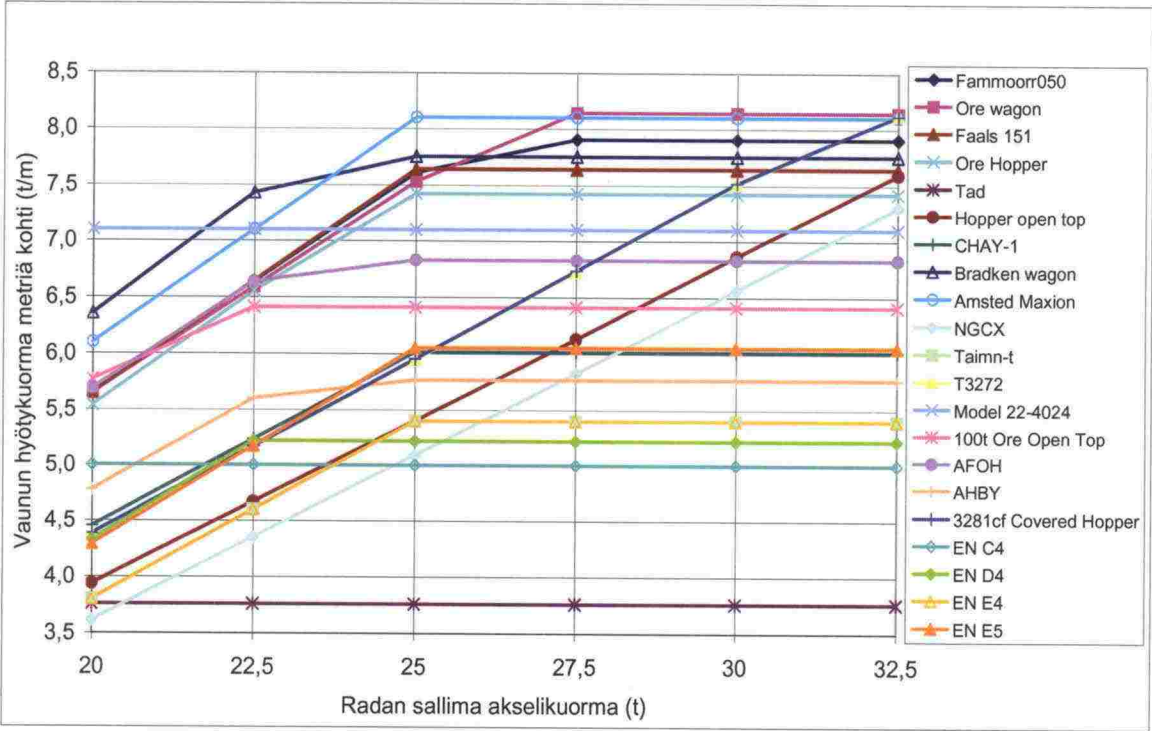
Kuvissa 33-35 vertaillaan vaunujen mahdollistamia hyötykuormia metriä kohti eri akselikuormilla silloin, kun sallittu metrikuorma on 8 (kuva 33), 10 (kuva 34) ja 12 (kuva 35) tonnia.

Kuvasta 33 huomataan, että jo 20 tonnin akselikuormalla on mahdollista saavuttaa 8 tonnin metrikuorman mahdollistama maksimikapasiteetti. Kuvan 33 perusteella voidaan todeta, että akselikuorman lisääminen 20 tonnista ei lisää vaunun hyötykapasiteettia. Amsted Maxion vaunumalli saavuttaa 6,1 t/m suuruisen hyötykuorman jo 20 tonnin akselikuormalla, kun taas esimerkiksi Taimn-t saavuttaa 5,4 t/m suuruisen hyötykuorman vasta 25 tonnin akselikuormalla. Syynä tähän on Taimn-t vaunun suuri taarapaino sekä vaunun pituus, joka on 12,5m. Taimn-t vaunun suuren pituuden vuoksi se saavuttaa 8 tonnin sallitun metrikuorman vasta 25 tonnin akselikuormalla.



Kuva 33. Vertailuvaunujen hyötykuorma metriä kohti, kun sallittu metrikuorma on rajoitettu 8 tonniin metriä kohti.

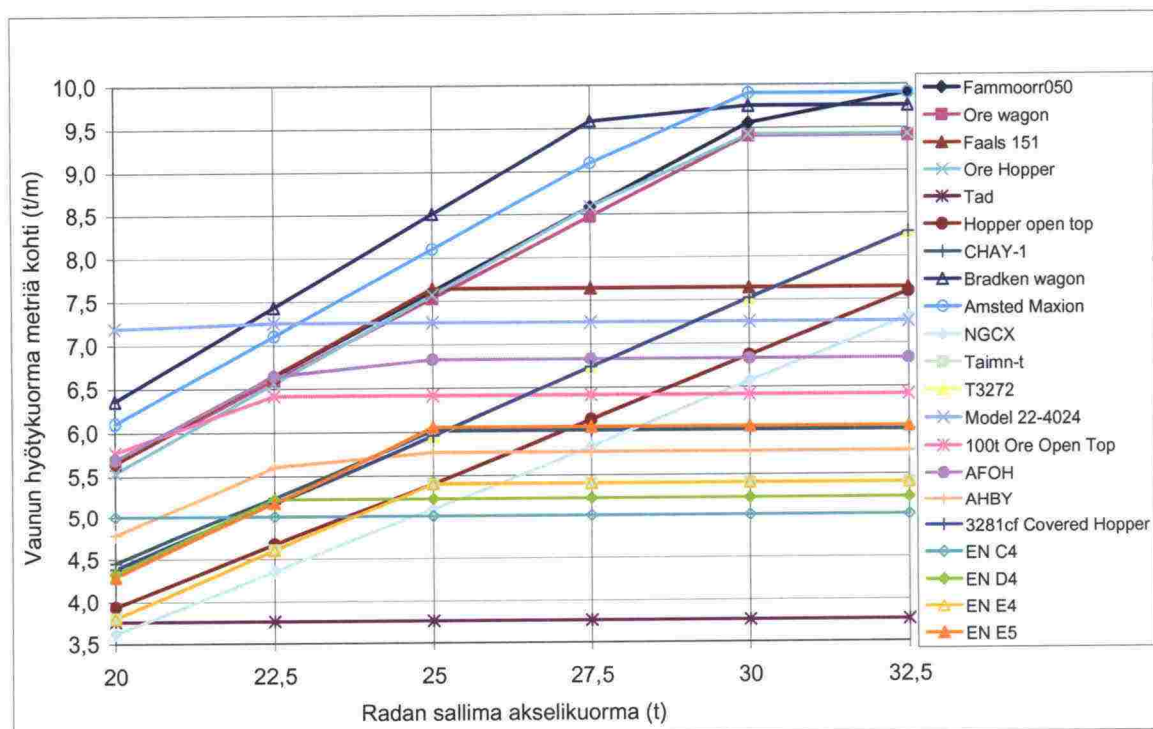
Kuvia 33 ja 34 vertaamalla voidaan todeta metrikuorman lisäämisen nostavan merkittävästi vaunun hyötykuormaa metriä kohti. Esimerkiksi Amsted Maxion vaunumallilla metrikuorman lisäys 8 tonnista 10 tonniin lisää vaunun hyötykuormaa metriä kohti noin 2 tonnilla, kun vaunun akselikuorma nostetaan samalla 20 tonnista 25 tonniin. Tällöin vaunun hyötykuormaksi metriä kohti määräytyy noin 8 tonnia. Model 22-4024 vaunumalli saavuttaa 20 tonnin akselikuormalla reilun 7 tonnin hyötykuorman metriä kohti. Tämän mahdollistaa vaunun 8 akselinen pyörästö. Bradken wagon saavuttaa 22,5 tonnin akselikuormalla hieman vajaan 7,5 tonnin hyötykuorman metriä kohti. Yli 27,5 tonnin akselikuormalla Ore wagonin hyötykuorma nousee 8,2 tonniin metriä kohti sekä Fammoorr 050 saavuttaa 7,9 tonnin hyötykuorman metriä kohti.



Kuva 34. Vertailuvaunujen hyötykuorma metriä kohti, kun sallittu metrikuorma on rajoitettu 10 tonniin metriä kohti.



Kuvassa 35 Amsted Maxion vaunulla saavutetaan 30 tonnin akselikuormalla ja 12 tonnin metrikuormalla noin 10 tonnin hyötykuorma metriä kohti. Bradgen wagon saavuttaa 27,5 tonnin akselikuormalla 9,6 tonnin hyötykuorman metriä kohti. Alle 27,5 tonnin akselikuormilla ei saavuteta 10 t/m rajoitteen sisältävään kuvaan 34 verrattuna merkittäviä hyötykuorman lisäyksiä metrille. Fammoorr 050 vaunumalli saavuttaa 10 tonnin hyötykuorman metriä kohti 32,5 tonnin akselikuormalla.

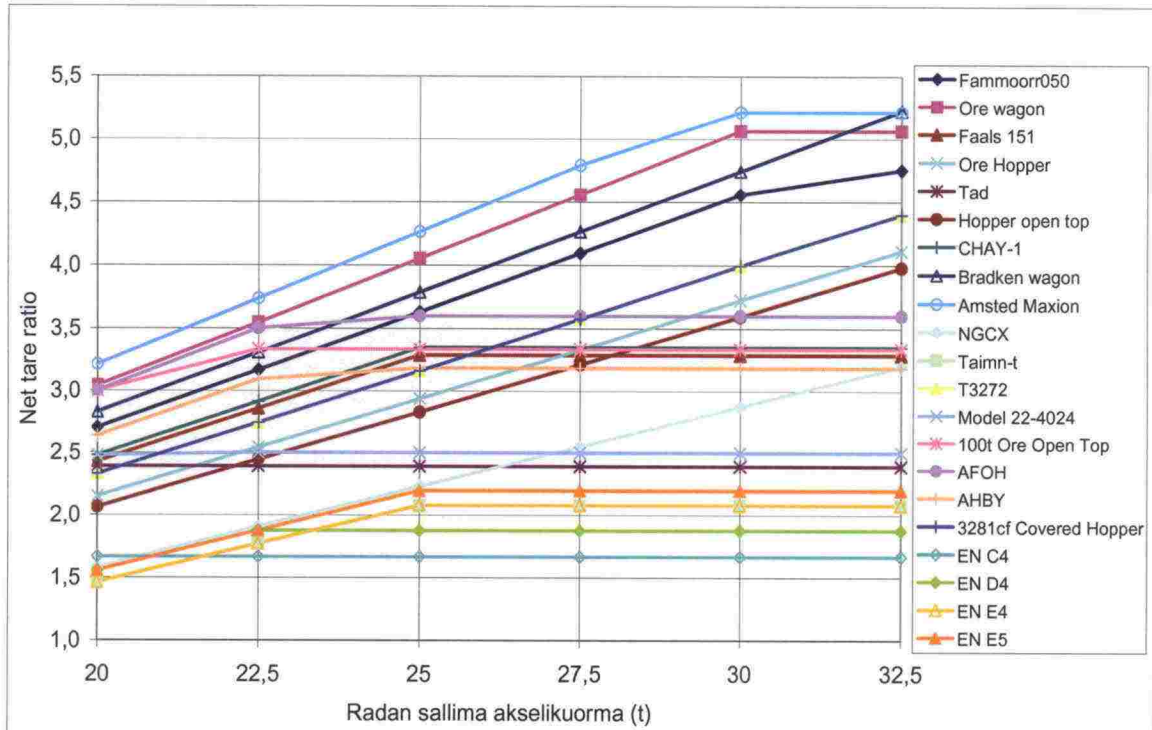


Kuva 35. Vertailuvaunujen hyötykuorma metriä kohti, kun sallittu metrikuorma on rajoitettu 12 tonniin metriä kohti.

#### 4.4.2 Vaunun net tare ratio

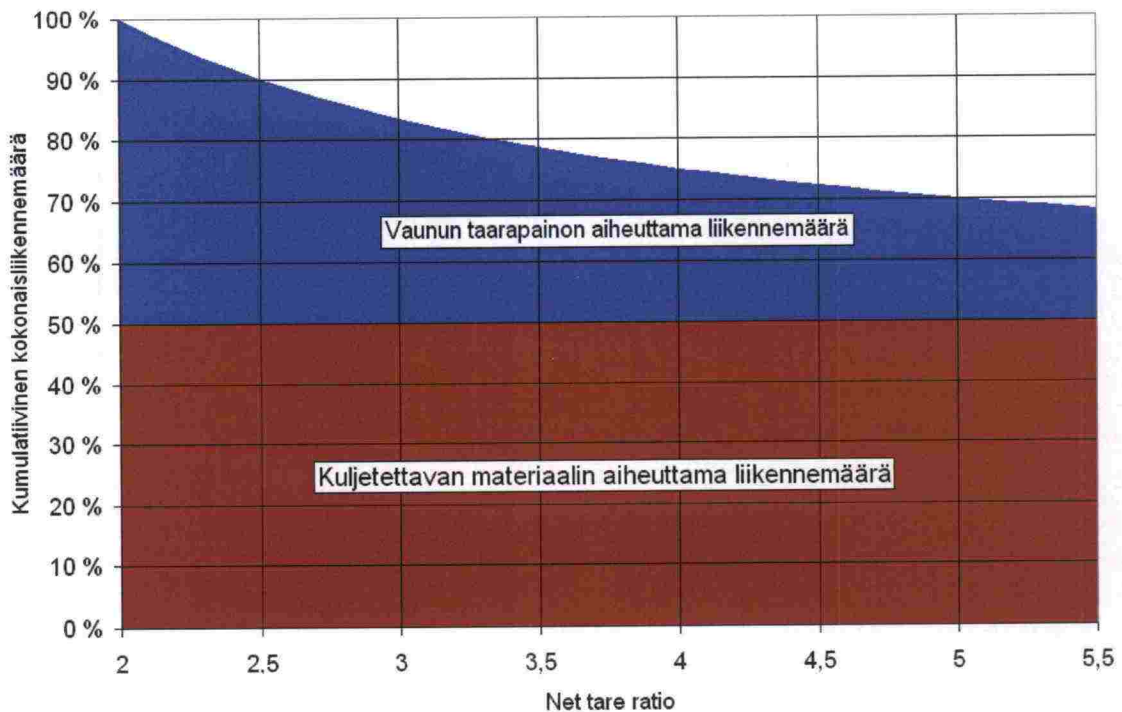
Net tare ratiota käytetään erityisesti Amerikassa vaunumallien kuljetustehokkuuden vertailuissa. Net tare ratio ilmentää vaunun kapasiteetin suhdetta vaunun taarapainoon. Kuvasta 36 nähdään miten Net tare ratio kehittyy radan salliman akselikuorman suhteen eri vaunumalleilla.

Net tare ratio on hyvä vertailuparametri, mutta yksinään se ei riitä määrittämään vaunun kilpailukykyä. Todellinen kuljetuskapasiteetti saadaan parhaiten esille laskemalla hyötykuorma metriä kohti halutuilla, radan sallimilla akseli- ja metrikuormilla. Vaunujen Net tare ratioita verrattaessa täytyy muistaa eri vaunumallien saavan samalla akselikuormalla varsin erilaisia metrikuormia. Esimerkiksi 25 tonnin akselikuormalla Taimn-t vaunu saavuttaa 8 tonnin metrikuorman, kun vastaavalla akselikuormalla Amsted Maxion vaunumallin metrikuorma on noin 10,8 tonnia. Tästä syystä kuvan 36 tulkinnessa kannattaa käyttää apuna kuvaa 32, jolloin akselikuormaa vastaavia metrikuormia voidaan vertailla.



Kuva 36. Net tare ratio eri vaunumalleilla akselikuorman funktiona. Metrikuormaa ei ole rajoitettu.

Net tare ration vaikutus radan kumulatiiviseen kokonaisliikennemäärään on merkittävä. Esimerkiksi net tare ration ollessa 2, radan kokonaisliikennemäärästä 50 % muodostuu kaluston vaikutuksesta, mikä nähdään kuvasta 37. Suuremmalla hyötypainon ja taarapainon välisellä suhteella ratalinjan kokonaisliikennemäärä voi olla jopa 30 % pienempi kuin net tare ration ollessa 2.



Kuva 37. Vaunun Net tare ration vaikutus radan kumulatiiviseen kokonaisliikennemäärään, kun kuljetettavan materiaalin määrä pysyy vakiona.

#### 4.4.3 Junan kokonaishyötykuorma

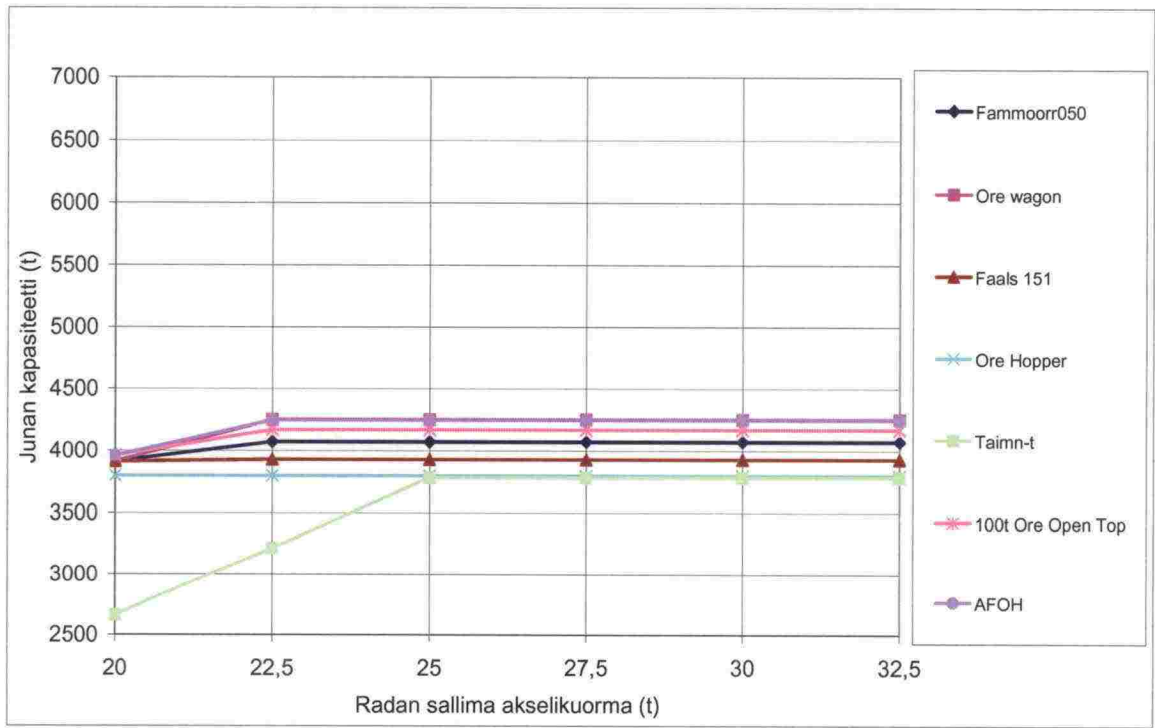
Seuraavaksi tarkastellaan junan kapasiteetteja eri vaunumalleilla sekä erilaisilla rajoittavilla akseli- ja metrikuormilla. Rajoittavina tekijöinä kuormitusparametrien lisäksi on junapaino sekä vaunuston kokonaispituus. Aiempien vertailujen perustella heikosti menestyneet vaunumallit (vrt. taulukko Taulukko 1) jätettiin pois sekä näiden lisäksi vertailusta poistettiin lähtöarvoiltaan epävarmat vaunumallit.

Esimerkkitarkastelun lähtökohdaksi valittiin Kolarin seudun kaivostoiminnalle kaavailtu 13,1 Mt vuotuinen kuljetustarve. Tätä vastaava kalustomäärä mitoitettiin 300 liikennöintipäivän mukaan ja siten, että kalustolla liikennöidään kaksi kertaa päivän aikana.



Aluksi, kuvassa 38, on verrattu junan kapasiteettia 8 tonnin metrikuormalla ja 700 metrin vaunustopituudella. Metrikuormarajoitteen sekä vaunustopituuden mukaan maksimaaliseksi junapainoksi määräytyy 5600 tonnia. Kaikki muut vaunut saavat lähes samansuuriset junan hyötykuormat 20 tonnin akselikuormalla paitsi Taimn-t. Suurimmat kapasiteetit saavutetaan 22,5 tonnin akselikuormalla AFOH, Ore wagon ja 100t Ore open top vaunujen toimesta. Vaunujen hyötykuormat ovat 4250 tonnin luokkaa. Akselikuorman lisääminen 22,5 tonnin jälkeen ei lisää junan kapasiteettia, koska sallittu 8 tonnin metrikuorma saavutetaan kaikilla muilla vaunumalleilla paitsi Taimn-t vaunumallilla jo 22,5 tonnin akselikuormalla.

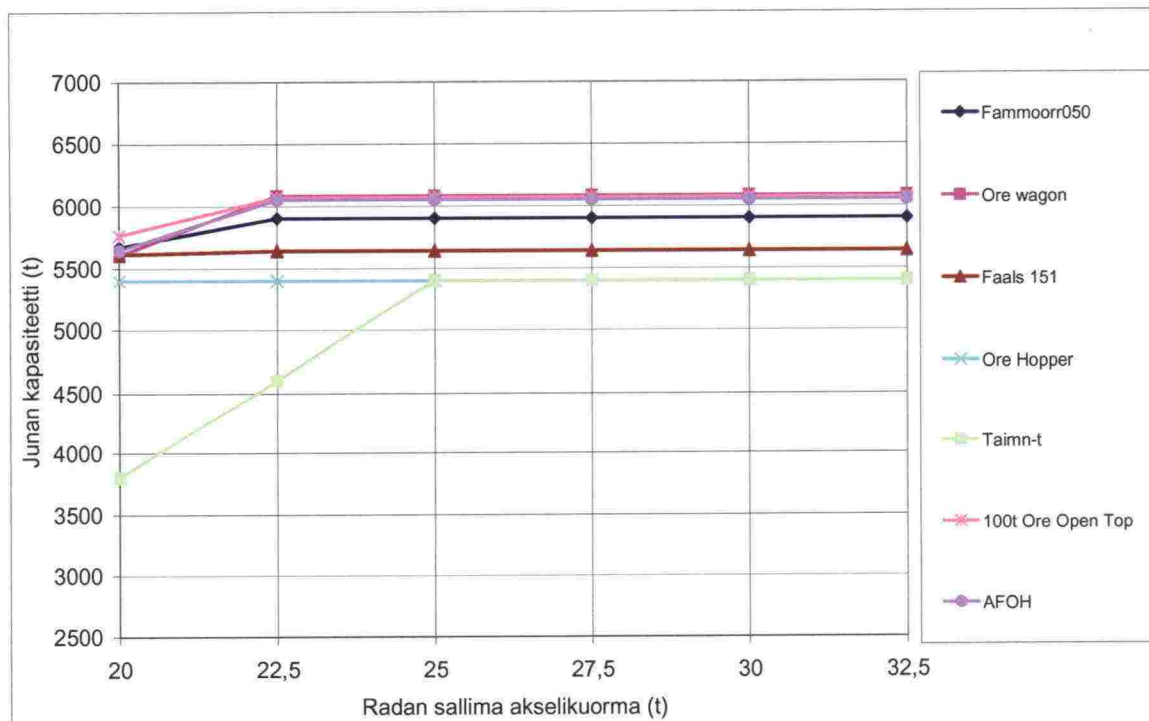
Vuotuisen 13,1 Mt kuljetusmäärään vaadittava kaluston määrä on edellä mainituilla laskentaoletuksilla AFOH vaunulla 340 vaunua, Ore wagonilla 334 vaunua sekä 100t Ore open top vaunulla 243 vaunua. Vuosittaiseen kuljetusmäärään vaadittu laskennallinen junakuljetusten määrä on noin 10,3 kuljetusta päivässä edellä mainituilla vaunumalleilla. Sama laskennallinen junakuljetusten määrä johtuu junien samasta kapasiteetista.



Kuva 38. Junan kapasiteetti 8 tonnin sallitulla metrikuormalla ja enintään 700 metrin vaunustopituudella.

Kuvan 39 vertailuun vaunustopituutta on lisätty kuvan 38 mukaisesta 700 metristä 1000 metriin. Metrikuormarajoite pysyy samana. Metrikuormarajoitteen sekä vaunustopituuden mukaan maksimaaliseksi junapainoksi määräytyy 8000 tonnia. Suurimmat kapasiteetit saavutettiin samoilla vaunumalleilla ja akselikuormilla kuin edellisessä esimerkissä, mutta niillä saavutettava hyötykuorma oli kertaluokkaa suurempi, eli noin 6050 tonnia.

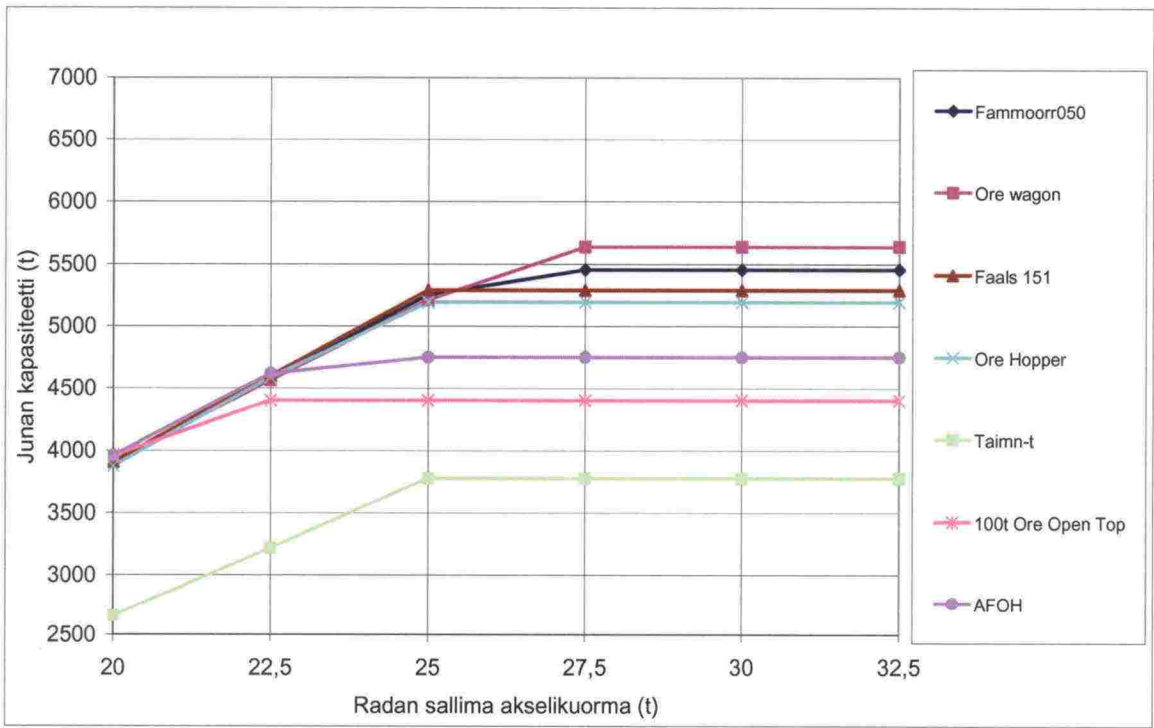
Vuotuiseen 13,1 Mt kuljetusmäärään vaadittava kaluston määrä pysyi samana, mutta laskennallinen päivittäisten junakuljetusten määrä laski 7,2 kuljetukseen päivässä.



Kuva 39. Junan kapasiteetti 8 tonnin sallitulla metrikuormalla ja enintään 1000 metrin vaunustopituudella.

Kuvan 40 vertailuun sallittua metrikuormaa on lisätty 10 tonniin metrille sekä vaunuston pituus on lyhennetty takaisin 700 metriin. Metrikuormarajoitteen sekä vaunustopituuden mukaan maksimaaliseksi junapainoksi määräytyy 7000 tonnia. Vaunujen suurimmat kapasiteetit saavutettiin 25 tonnin tai 27,5 tonnin akselikuormilla. Fammoorr 050 ja Faals 151 saavuttivat 25 tonnin akselikuormalla noin 5300 tonnin hyötykuorman, kun taas Ore wagon saavutti 27,5 tonnin akselikuormalla noin 5650 tonnin hyötykuorman. Akselikuorman lisääminen 27,5 tonnin jälkeen ei lisännyt junan kapasiteettia, koska sallittu 10 tonnin metrikuorma tai vaunumallin sallima metrikuorma saavutettiin kaikilla vaunumalleilla viimeistään 27,5 tonnin akselikuormalla.

Vuotuisen 13,1 Mt kuljetusmäärään vaadittava kaluston määrä on Fammoorr 050 vaunulla 279 vaunua, Faals 151 vaunulla 190 vaunua ja Ore wagonilla 273 vaunua. Vuositaiseen kuljetusmäärään vaadittu laskennallinen junakuljetusten määrä on noin 8,3 kuljetusta päivässä edellä mainituilla vaunumalleilla.

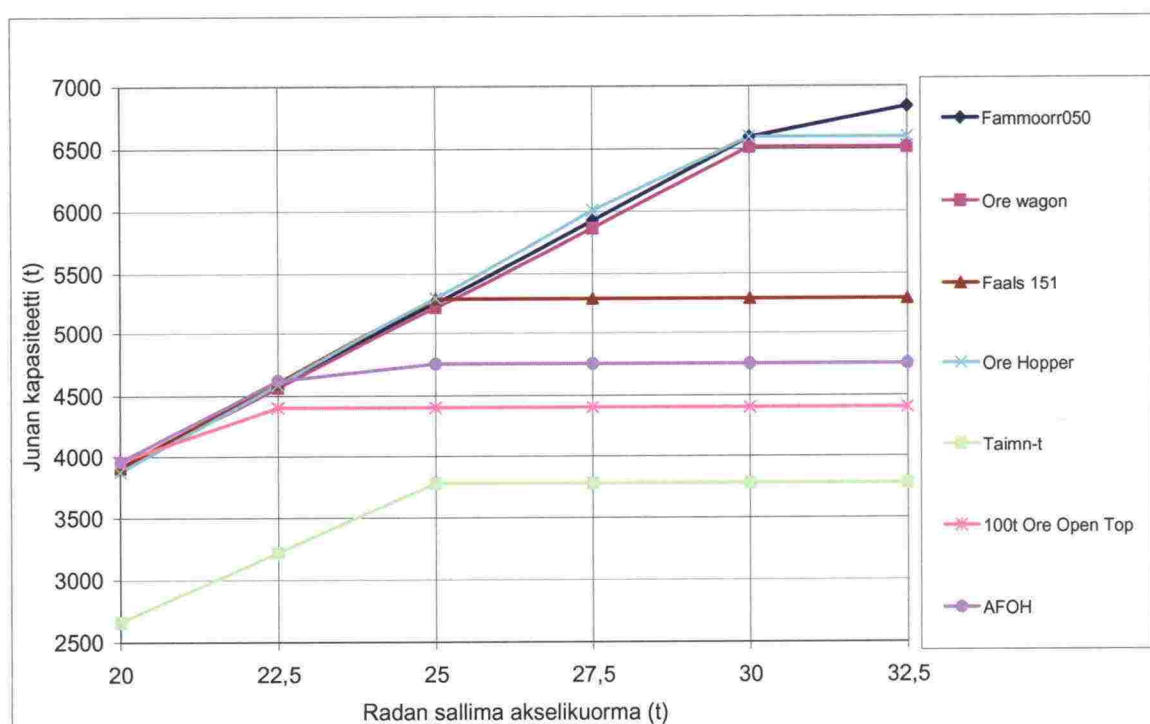


Kuva 40. Junan kapasiteetti 10 tonnin sallitulla metrikuormalla ja enintään 700 metrin vaunustopituudella.



Kuvan 41 vertailuun metrikuormaa on lisätty kuvan 40 mukaisesta 10 tonnin metrikuormasta 12 tonniin metrille. Metrikuormarajoitteen sekä vaunustopituuden mukaan maksimaaliseksi junapainoksi määräytyy 8400 tonnia. Tällöin suurimmat hyötykapasiteetit saavutettiin 30 tonnin akselikuormalla Fammoorr 050, Ore Hopper ja Ore wagon vaunumalleilla. Vaunujen sallima junan kapasiteetti 30 tonnin akselikuormalla on noin 6550 tonnia.

Vuotuiseen 13,1 Mt kuljetusmäärään vaadittava kaluston määrä on 30 tonnin akselikuormalla Fammoorr 050 vaunulla 222 vaunua, Ore Hopperilla 236 vaunua ja Ore wagonilla 218 vaunua. Vuosittaiseen kuljetusmäärään vaadittu laskennallinen junakuljetusten määrä on noin 6,7 kuljetusta päivässä edellä mainituilla vaunumalleilla.

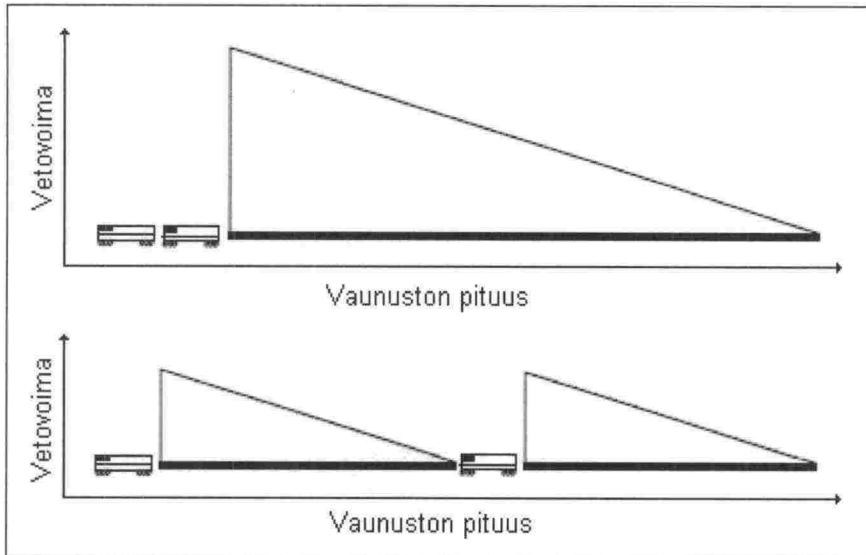


Kuva 41. Junan kapasiteetti 12 tonnin sallitulla metrikuormalla ja enintään 700 metrin vaunustopituudella.

Esimerkkien perusteella voidaan tehdä seuraavat päätelmät:

- Junan kapasiteetin kannalta radan salliman metrikuorman lisäämisen vaikutus on radan salliman akselikuorman lisäystä suurempi.
- Vaunupituus määrittää vaunulle ominaiset akseli- ja metrikuorman arvot.
- Junan pituuden lisääminen vähentää vuotuiseen kuljetukseen vaadittavaa junien kokonaismäärää, mutta se lisää samalla myös junapainoa ja siten vetokaluston vaatimuksia
- Sallitun junapainon on oltava riittävä, jotta sallitun metrikuorman tai junapituuden lisäämisestä on hyötyä.
- Vaunun taarapainon minimoinnilla voidaan lisätä kuljetuskapasiteettia huomattavasti.

Suuriin junapainoihin siirryttäessä on syytä muistaa veturien sijoittamisen vaikutukset vaunuihin syntyviin vetovoimiin. Veturin sijoittamisen vaikutusta junan sisäisiin veto-voimiin selvitetään kuvassa 42.



Kuva 42. Ylempässä esimerkissä käytössä on tavanomainen veturiasettelu, jonka seurauksena vaunujen vetämisestä aiheutuva voima kasvaa erittäin suureksi. Vaunuihin kohdistuvaa voimaa voidaan pienentää alemman esimerkin mukaisella veturiasettelulla.

#### 4.4.4 Sallitun akselikuorman vaikutus

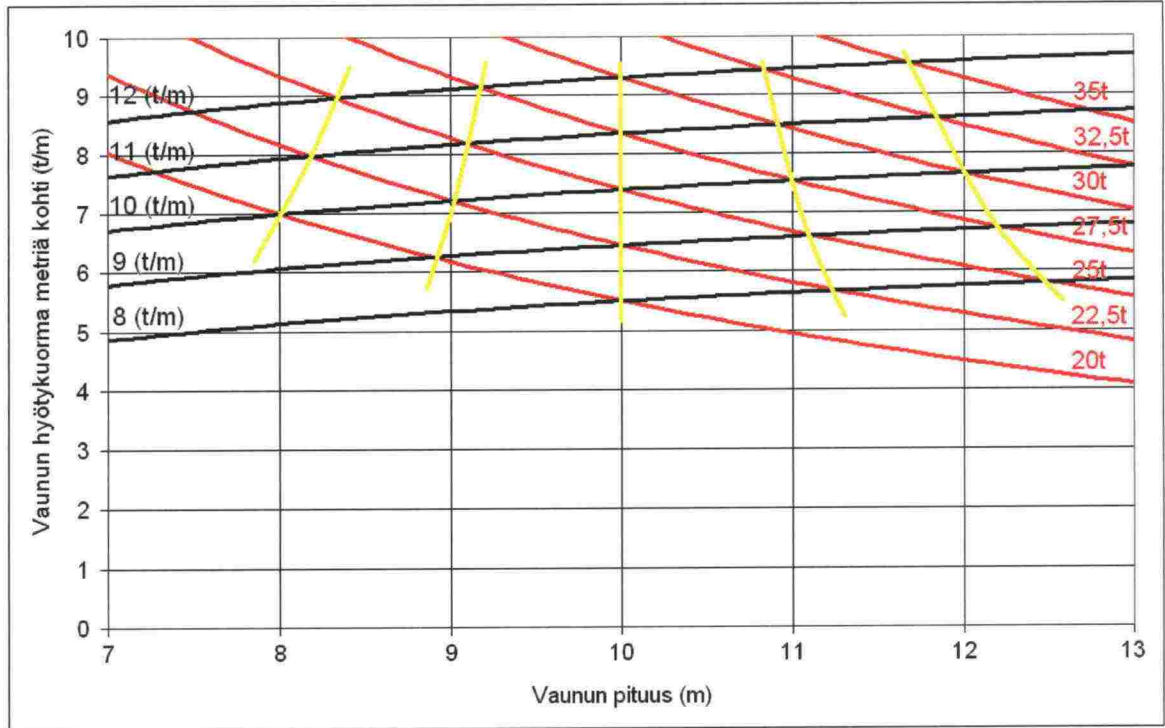
Sallitun akselikuorman lisäämisen vaikutus vaunun kapasiteettiin tulee näkyviin myös vaunumetriä kohti lasketun taarapainon pienenemisen myötä. Vaunun rakenteellinen metripaino pienenee kun vaunua pidennetään, sillä esimerkiksi neliakselisen vaunun taarapainosta noin 10 tonnia syntyy pelkästään telien ja akseleiden painosta [51]. Vaunua pidentämällä saadaan vähennettyä vaunun pakollisten osien suhteellista vaikutusta vaunun taarapainoon.

Akselikuorman lisäämisen vaikutusmahdollisuutta junan kapasiteettiin tarkastellaan taulukon 2 avulla. Sallitun akselikuorman 33 % lisäämisellä 22,5 tonnista 30 tonniin on 8 tonnin metrikuormarajoituksella mahdollista lisätä junan kapasiteettia vain noin 5 %, vähentää vaunupituuden lisääntyessä vaunukaluston lukumäärää 29 %, vähentää liikennöivien junien tarvetta 4 % sekä vähentää radan kokonaisliikennemäärää 9 %. Akselikuorman lisäämisen vaikutus 12 tonnin metrikuormalla ovat lähes yhtenevä.

Eri akseli- ja metrikuormapareja vastaavia vaunupituuksia esitellään kuvassa 43. Tietyillä metri- ja akselikuorma rajoitteilla tehokkain vaunupituus voidaan täten määrittää kuvasta 43. Kuvan 43 käyrästä vaunun taarapainon on oletettu olevan 25 tonnia 10 metrin vaunupituudella ja 8 tonnin sallitulla metrikuormalla. Vaunun pituuden vaikutus taarapainoon on huomioitu siten, että pituuden lisäys 1 metrillä nostaa vaunun taarapainoa 1 tonnilla. Toisaalta metrikuorman lisäämisen 1 tonnilla on oletettu nostavan vaunun taarapainoa 0,5 tonnilla. Jälkimmäisessä tapauksessa taarapainon lisääntymisen on oletettu aiheutuvan vaunun rakenteellisesta vahvistuksesta sekä vaunun tilavuuden lisäyksestä.

Taulukko 2. Akselikuorman lisäämisen vaikutukset eri vaunupituuksia vastaavilla akseli- ja metrikuorman arvoilla. Vaunujen taarapainot muuttuvat pituuden ja sallitun metrikuorman mukaan. Akselikuormituksen nostamisen prosentuaalisia vaikutuksia verrataan aina saman metrikuormituksen ja tätä vastaavan pienimmän akselikuorman sallimiin arvoihin, eli kuvan vaaleansinisiin sarakkeisiin.

Akselikuormitus (t)	22,5	25	30	22,5	25	30	22,5	25	30
Metrikuormitus (t/m)	8			10			12		
Vaunun taarapaino (t)	26,25	27,5	30	25	26	28	24,5	25,3	27
Vaunun pituus (m)	11,25	12,5	15	9	10	12	7,5	8,33	10
Vaunun kapasiteetti (t)	64	73	90	65	74	92	66	75	99
Net tare ratio	2,4	2,7	3,0	2,6	2,8	3,3	2,7	3,0	3,7
Junan kapasiteetti (t)	3953	4060	4140	5005	5180	5336	6092	6275	6510
Junan hyötykuorma (t/m)	5,67	5,80	6,00	7,22	7,40	7,67	8,73	8,96	9,30
Vaunujen määrä junassa (kpl)	62	56	46	77	70	58	93	84	70
Vaunuston pituus (m)	698	700	690	693	700	696	698	700	700
Vaunujen kokonaismäärä (kpl)	343	302	243	336	296	238	334	293	235
Laskennallinen junien määrä (kpl/d)	11,0	10,8	10,6	8,7	8,4	8,2	7,2	7,0	6,7
Vuotuinen kapasiteetti (Mt)	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1
Vuotuinen rataa aiheutuva kuormitus (MBrt)	23,9	23,0	21,8	23,2	22,3	21,1	22,9	22,0	20,7
Junan kapasiteetin lisäys	0 %	3 %	5 %	0 %	3 %	7 %	0 %	3 %	7 %
Hyötymetrikuorman lisäys	0 %	2 %	6 %	0 %	2 %	6 %	0 %	3 %	6 %
Kaluston määrän lisäys	0 %	-12 %	-29 %	0 %	-12 %	-25 %	0 %	-12 %	-30 %
Junien määrän lisäys	0 %	-3 %	-4 %	0 %	-3 %	-6 %	0 %	-3 %	-6 %
Radan kokonaisliikennemäärän lisäys	0 %	-4 %	-9 %	0 %	-4 %	-9 %	0 %	-4 %	-10 %



Kuva 43. Vaunun pituuden, akseli- ja metrikuorman sekä metriä kohti lasketun hyötykuorman väliset yhteydet 4-akselisella vaunulla. Sallittu akselikuorma on merkitty punaisella käyrällä ja sallittu metrikuorma mustalla. Keltaisella värillä kuvassa on havainnollistettu akseli- ja metrikuormapareille soveliaimpia vaunupituuksia.



### 4.4.5 Sallitun metrikuorman vaikutus

Sallittu metrikuorma määrää suurelta osin vaunun ja samalla koko junan kapasiteetin yhdessä vaunun taarapainon kanssa. Junan kokonaispituus on yleensä rajoitettu rataverkon liikennepaikkojen mukaan, jolloin tietyn rajan jälkeen junan kokonaiskapasiteettia ei voida ainakaan suuren tilavuuspainon bulkkitavaroilla yleensä nostaa muilla keinoilla, kuin lisäämällä junan metrikuormaa. Metrikuorman lisääminen nostaa junan kokonaiskapasiteettia lähes metrikuorman lisäämisen verran.

Sallitun metrikuorman lisääminen 22,5 tonnin akselikuormalla 8 tonnista 12 tonniin metrille lisää taulukon 3 mukaisesti junan kapasiteettia 54 %, vähentää vaunujen lyhentyessä vaunukaluston määrän tarvetta vain 2 %, vähentää liikennöivien junien tarvetta 35 % sekä vähentää radan kokonaisliikennemäärää 4 %.

*Taulukko 3. Metrikuorman lisäämisen vaikutustarkastelua eri vaunupituuksia vastaavilla akseli- ja metrikuorman arvoilla. Vaunujen taarapainot muuttuvat pituuden ja sallitun metrikuorman mukaan. Metrikuormituksen nostamisen prosentuaalisia vaikutuksia verrataan aina saman akselikuormituksen ja tätä vastaavan pienimmän metrikuorman salli-miin arvoihin.*

Akselikuormitus (t)	22,5			25			30		
Metrikuormitus (t/m)	8	10	12	8	10	12	8	10	12
Vaunun taarapaino (t)	26,25	25	24,5	27,5	26	25,3	30	28	27
Vaunun pituus (m)	11,25	9	7,5	12,5	10	8,33	15	12	10
Vaunun kapasiteetti (t)	64	65	66	73	74	75	90	92	99
Net tare ratio	2,4	2,6	2,7	2,7	2,8	3,0	3,0	3,3	3,7
Junan kapasiteetti (t)	3953	5005	6092	4060	5180	6275	4140	5336	6510
Junan hyötykuorma (t/m)	5,67	7,22	8,73	5,80	7,40	8,96	6,00	7,67	9,30
Vaunujen määrä junassa (kpl)	62	77	93	56	70	84	46	58	70
Vaunuston pituus (m)	698	693	698	700	700	700	690	696	700
Vaunujen kokonaismäärä (kpl)	343	336	334	302	296	293	243	238	235
Laskennallinen junien määrä (kpl/d)	11,0	8,7	7,2	10,8	8,4	7,0	10,6	8,2	6,7
Vuotuinen kapasiteetti (Mt)	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1
Vuotuinen rataan aiheutuva kuormitus (MBrt)	23,9	23,2	22,9	23,0	22,3	22,0	21,8	21,1	20,7
Junan kapasiteetin lisäys	0 %	27 %	54 %	0 %	28 %	55 %	0 %	29 %	57 %
Hyötymetrikuorman lisäys	0 %	27 %	54 %	0 %	28 %	55 %	0 %	28 %	55 %
Kaluston määrän lisäys	0 %	-2 %	-2 %	0 %	-2 %	-3 %	0 %	-2 %	-3 %
Junien määrän lisäys	0 %	-21 %	-35 %	0 %	-22 %	-35 %	0 %	-22 %	-36 %
Radan kokonaisliikennemäärän lisäys	0 %	-3 %	-4 %	0 %	-3 %	-5 %	0 %	-4 %	-5 %

### 4.4.6 Akseli- ja metrikuorman lisäämisen yhteisvaikutus

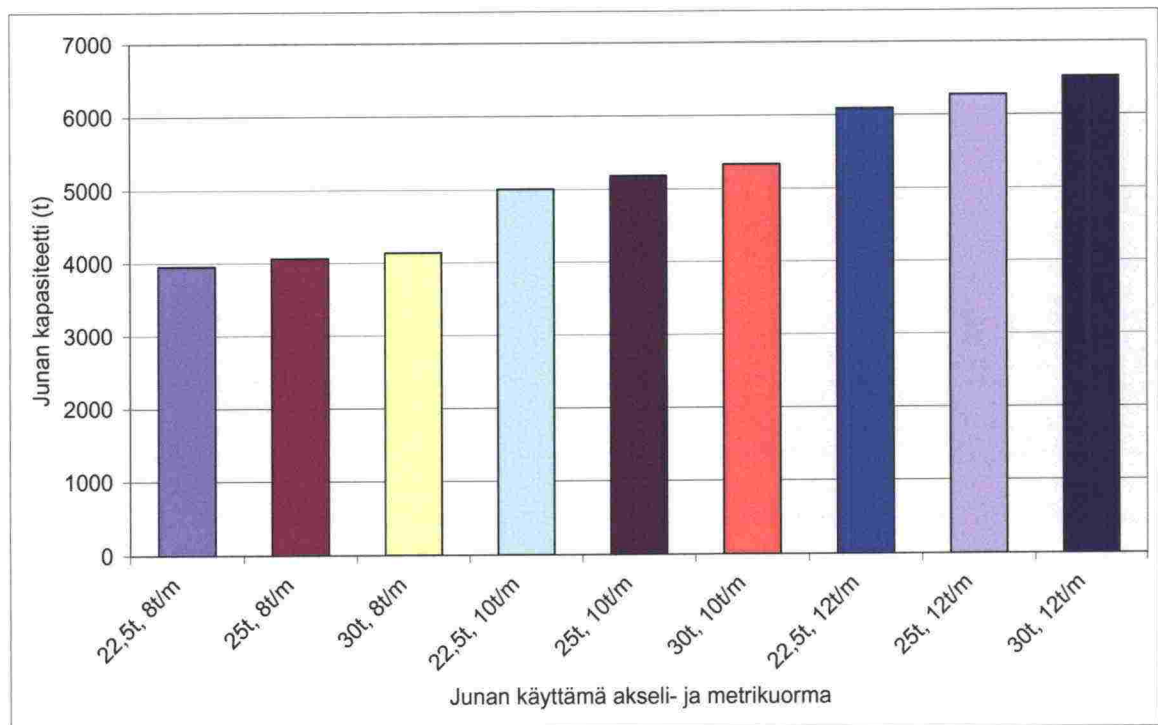
Akseli- ja metrikuorman lisäämisen yhteisvaikutus kapasiteetin lisäykseen on lähes sama kuin akseli- ja metrikuorman lisäämisen yhteenlaskettu vaikutus. Syy vaikutuksen eriarvoisuuteen on esimerkkilaskelmissa käytetty tehokkain vaunupituus, joka määräytyy akseli- ja metrikuormituksien mukaan.

Taulukon 4 mukaisesti akseli- ja metrikuorman lisäämisen vaikutukset 22,5 tonnin akselikuormasta 30 tonniin sekä metrikuorman lisääminen 8 tonnista 12 tonnin metriä kohti lisää junan kapasiteettia 65 %, vähentää vaunukaluston määrän tarvetta 31 %, vähentää liikennöivien junien tarvetta 39 % sekä vähentää radan kokonaisliikennemäärää 13 %.

Kuvassa 44 havainnollistetaan taulukossa 4 esitettyjä akseli- ja metrikuorman lisäyksestä saatavia junan kapasiteetin lisäyksiä.

*Taulukko 4. Akselikuorman ja metrikuorman lisäämisen vaikutukset eri vaunupituuksia vastaavilla akseli- ja metrikuorman arvoilla. Vaunujen taarapainot muuttuvat pituuden ja sallitun metrikuorman mukaan.*

Akselikuormitus (t)	22,5	25	30	22,5	25	30	22,5	25	30
Metrikuormitus (t/m)	8	8	8	10	10	10	12	12	12
Vaunun taarapaino (t)	26,25	27,5	30	25	26	28	24,5	25,3	27
Vaunun pituus (m)	11,25	12,5	15	9	10	12	7,5	8,33	10
Vaunun kapasiteetti (t)	64	73	90	65	74	92	66	75	99
Net tare ratio	2,4	2,7	3,0	2,6	2,8	3,3	2,7	3,0	3,7
Junan kapasiteetti (t)	3953	4060	4140	5005	5180	5336	6092	6275	6510
Junan hyötykuorma (t/m)	5,67	5,80	6,00	7,22	7,40	7,67	8,73	8,96	9,30
Vaunujen määrä junassa (kpl)	62	56	46	77	70	58	93	84	70
Vaunuston pituus (m)	698	700	690	693	700	696	698	700	700
Vaunujen kokonaismäärä (kpl)	343	302	243	336	296	238	334	293	235
Laskennallinen junien määrä (kpl/d)	11,0	10,8	10,6	8,7	8,4	8,2	7,2	7,0	6,7
Vuotuinen kapasiteetti (Mt)	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1	13,1
Vuotuinen rataa aiheutuva kuormitus (MBrt)	23,9	23,0	21,8	23,2	22,3	21,1	22,9	22,0	20,7
Junan kapasiteetin lisäys	0 %	3 %	5 %	27 %	31 %	35 %	54 %	59 %	65 %
Hyötymetrikuorman lisäys	0 %	2 %	6 %	27 %	31 %	35 %	54 %	58 %	64 %
Kaluston määrän lisäys	0 %	-12 %	-29 %	-2 %	-14 %	-31 %	-2 %	-14 %	-31 %
Junien määrän lisäys	0 %	-3 %	-4 %	-21 %	-24 %	-26 %	-35 %	-37 %	-39 %
Radan kokonaisliikennemäärän lisäys	0 %	-4 %	-9 %	-3 %	-7 %	-12 %	-4 %	-8 %	-13 %



Kuva 44. Akseli- ja metrikuorman lisäyksen vaikutukset junan kapasiteettiin taulukon 4 arvoilla.



### 4.4.7 Taarapainon vaikutus

Vaunun taarapainoa pienentämällä vaunun hyötykuorma kasvaa. Taarapainon pienentäminen lisää vaunun kapasiteettia täysimääräisesti.

Taulukossa 5 on vähennetty Taimn-t ja Fammoorr 050 vaunumallien taarapainoja ja vertailtu niiden mahdollistamia kapasiteetteja erilaisilla akseli- ja metripainon arvoilla. Vaunujen taarapainoa vähennettiin ensimmäisessä vertailussa tonnilla ja toiseen vertailuun sitä vähennettiin kahdella tonnilla. Junan kapasiteetteja verrattiin 700 metrin junapituudella.

Taulukko 5. Vaunun taarapainon pienentämisestä saatavat hyödyt.

Vaunumalli	Taimn-t	-1t	-2t	Fammoor 050	-1t	-2t	Fammoor 050	-1t	-2t
Akselikuorma (t)	25	25	25	20	20	20	30	30	30
Metrikuorma (t)	8	8	8	8	8	8	12	12	12
Taarapaino (t)	32,5	31,5	30,5	21,6	20,6	19,6	21,6	20,6	19,6
Junan kapasiteetin lisäys	0 %	1,5 %	3,0 %	0 %	1,7 %	3,4 %	0 %	1,0 %	2,0 %
Kaluston määrän lisäys	0 %	-1,4 %	-2,8 %	0 %	-1,6 %	-3,3 %	0 %	-0,9 %	-2,0 %
Junien määrän lisäys	0 %	-1,4 %	-2,8 %	0 %	-1,6 %	-3,3 %	0 %	-0,9 %	-2,0 %
Radan kokonaisliikennemäärän lisäys	0 %	-2,2 %	-4,3 %	0 %	-2,6 %	-5,2 %	0 %	-1,7 %	-3,4 %

Taulukon 5 perusteella voidaan todeta, että taarapainon pienentäminen tuhannella kilolla alhaisilla akseli- ja metrikuormilla lisää junan kapasiteettiä noin 1,5 %, vähentää kaluston ja liikennöivien junien määrää noin 1,5 % sekä vähentää radan liikennemäärää noin 2,5 %. Suurilla akseli- ja metrikuorman arvoilla taarapainon pienentämisestä saatava kapasiteetin suhteellinen lisäys on pienempi kuin pienillä akseli- ja metrikuorman arvoilla. Tämä johtuu vaunun taarapainon suhteellisen osuuden pienenemisestä metrikuormaan nähdessä.

Vaunun taarapainon pienentämisen tuhannella kilolla on laskettu tarkoittavan noin 15000 € kuljetussäästöä vaunun elinkaaren aikana. [52]

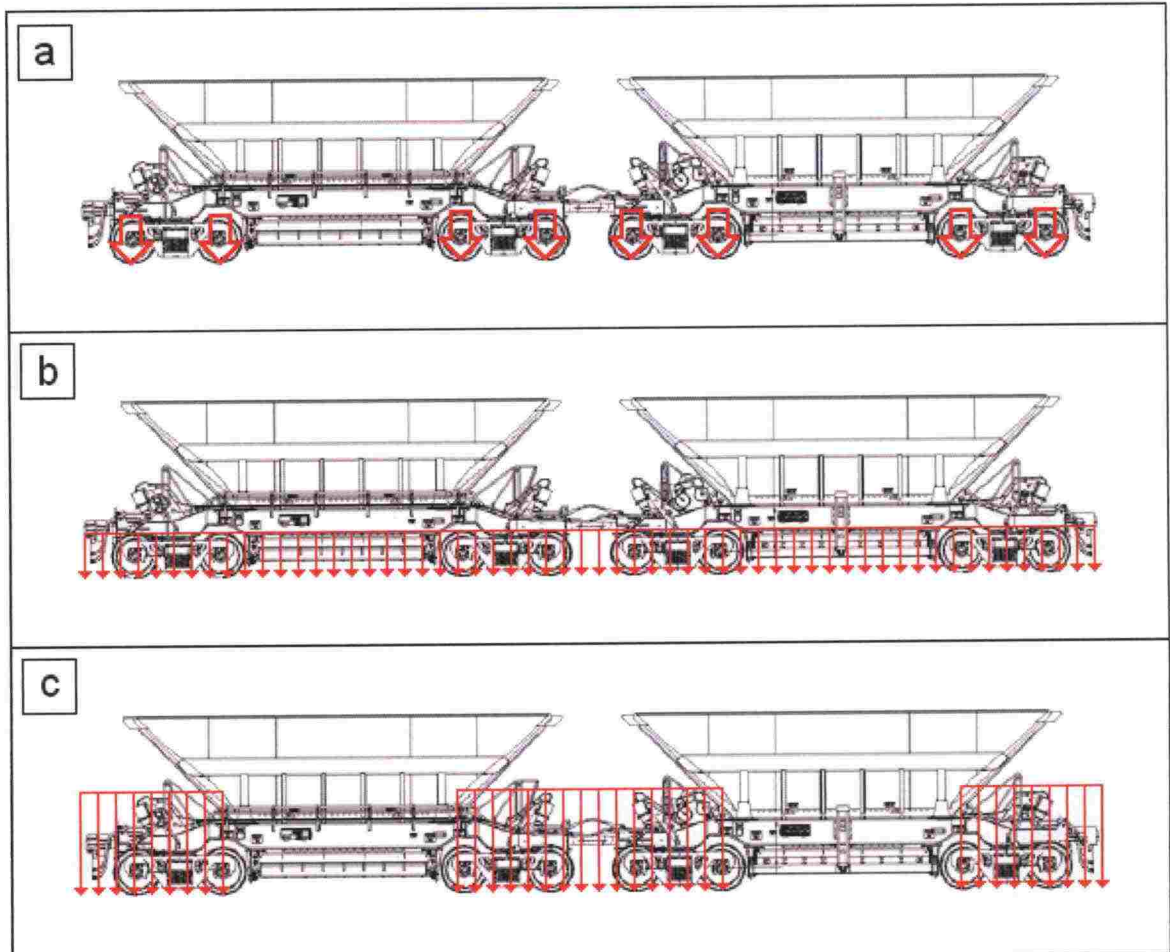
### 4.5 Teliparin aiheuttama metrikuorma

Radan rajoittava kuormitus on akselikuorma. Akselikuorman lisäksi ollaan siirtymässä standardin EN 15528:2008 mukaiseen ratojen luokitukseen. Standardissa määritellään rataluokkaa vastaavat akselikuormat, vaunun pituudet sekä akselien sijainnit vaunuissa. Täten standardissa määritellään myös rataluokittelussa sovellettavat metrikuormat, jotka lasketaan vaunun akselikuormien summan suhteesta vaunun kokonaispituuteen, eli kuten RATO 1:ssä. Erona RATO 1:n vaatimukseen on kuitenkin se, että EN 15528:2008:ssa akselikuormarajat riippuvat akseleiden sijainneista siten, että lähellä toisiaan olevilla akseleilla sallitaan tietyissä rataluokissa pienempi akselikuorma verrattuna vaunuun, jonka akselit sijaitsevat etäällä toisistaan. Tämä voidaan mieltää metrikuormarajoitteen riippuvuutena akseleiden sijoittelusta.

Standardin mukainen akseleiden sijainnin huomiointi vaikuttaa kiinteään metripainorajoitukseen verrattuna mielekkäämmältä. Vaunujen pituuksien, akselikuormien ja niiden sijoittumisen vaikutusta voidaan vertailla tarkastelemalla kahdesta peräkkäisestä telistä aiheutuvaa metrikuormaa. Teliparin aiheuttamaa metrikuormaa pyritään selventämään ku-

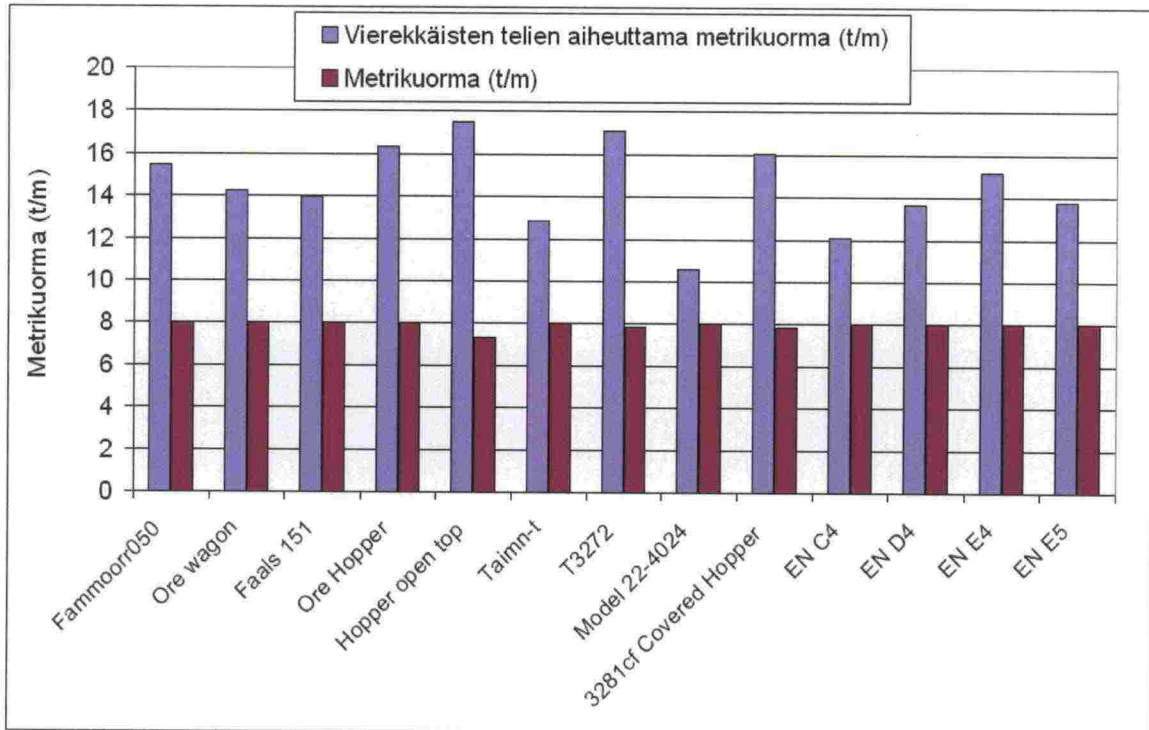


van 45 avulla. Kuvassa 45 vertaillaan akselikuorman, laskennallisen metrikuorman ja laskennallisen teliparin metrikuorman kuormitusjakaumia. Teliparin aiheuttama metrikuorma lasketaan kahden peräkkäisen telikuorman summan suhteena teliparin kauimmaisten akselien väliseen etäisyyteen. Näin laskettuna sitä voidaan pitää monissa tapauksissa radan rasisutusten kannalta metrikuormaa määräävämpänä parametrina.



Kuva 45. a) Akselikuorma, b) metrikuorma ja c) teliparin aiheuttama metrikuorma

Eri vaunumallien aiheuttamaa kuvan Kuva 45c mukaista teliparin metrikuormaa on verrattu kuvassa Kuva 46 tilanteessa, jossa akselikuorma on rajoitettu 25 tonniin ja vaunun koko mitalle laskettu metrikuorma (kuva Kuva 45b) 8 tonniin metriä kohti. Kuvan 46 perusteella voidaan todeta, että teliparin metrikuormissa on edellä mainituista rajoituksista huolimatta merkittäviä eroja. Model 22-4024 vaunumalli aiheuttaa pienimmän teliparin metrikuorman, joka on noin 10,5 tonnia metrille. Syynä tähän on vaunumallin 8 akselinen pyörästö, mikä jakaa akselien aiheuttaman kuorman tasaisesti koko vaunun pituudelle. Pienimmän kuormituksen 4-akselisista vaunumalleista aiheuttaa EN C4, jonka teliparin metrikuorma on noin 12 tonnia metrille. Suurimman teliparin metrikuorman aiheuttaa Hopper open top vaunumalli, jonka teliparin metrikuorma on noin 18 tonnia metrille. Kuvan 46 vertailusta on jätetty pois vaunumallit, joista ei löytynyt teliparien välisiä etäisyyksiä.



Kuva 46. Vaunumallien aiheuttamat teliparien metrikuormat rajoitettuna 8 tonnin sallitulla metrikuormalla ja 25 tonnin akselikuormalla.

Teliparin metrikuormaa voitaisiin pienentää teliparien tasaisemmalla sijoittelulla. Esimerkiksi Hopper open top vaunumallin aiheuttamaa teliparin metrikuormaa voitaisiin pienentää noin 33 % tasoittamalla peräkkäisten telien välistä etäisyyttä. Tällöin telit olisi sijoitettu tasavälein siten, että niiden keskikohtien välinen etäisyys on noin 8,6 m.

## 5. PÄÄTELMÄT

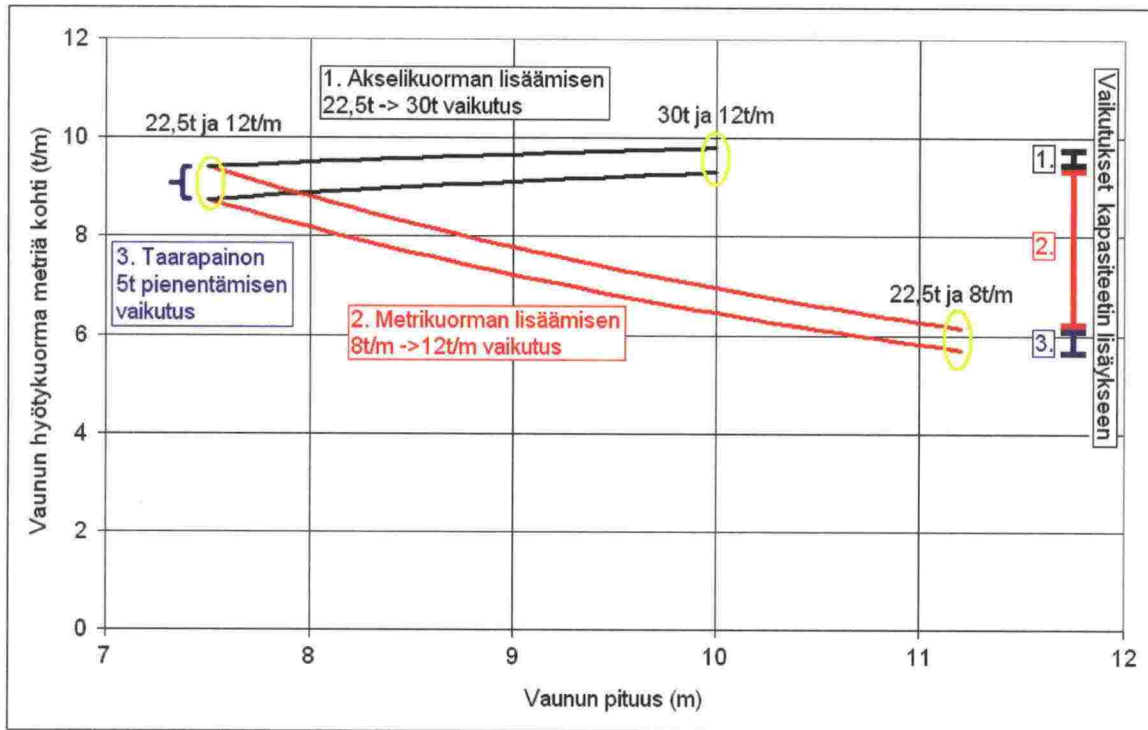
Kuljetettavan materiaalin tilavuuspainolla on suuri merkitys kuljetustehokkaan vaunukaluston mittoihin ja siten metripainoihin. Tämä on nähtävissä ulkomailla käytetyn raskaan rautatieliikenteen kalustossa. Esimerkiksi Pohjois-Amerikassa suurin osa kuljetettavasta tavarasta on hiiltä. Hiilen alhaisen tilavuuspainon seurauksena sen kuljetukseen käytetty vaunukalusto on esimerkiksi rautamalmivaunuihin verrattuna pitkää ja niiden aiheuttamat metrikuormat ovat alhaisia. Tilavuuspainoltaan raskaan materiaalin kuljetuksessa käytetty vaunukalusto on lyhyttä ja niiden aiheuttamat metrikuormat muodostuvat suuriksi. Tämä on nähtävillä erityisesti Luoteis-Australiassa raskaasti liikennöidyillä rautamalmia kuljetavilla rautatielinjoilla.

Seuraavat johtopäätökset koskevat raskaan malmikuljetuksen rautatielinjan vaunukalustoa, joka suunnitellaan sallittujen akseli- ja metrikuormitusten mukaan.

- Sallittu metrikuorma määrää junan kokonaispainon ja samalla suurelta osin junan kokonaiskapasiteetin yhdessä junapituuden kanssa.
- Kirjallisuudessa havaittu vaunujen taarapainojen vaihteluväli oli suuri. Vaihteluvälin puitteissa taarapainon minimoinnilla voidaan lisätä kuljetuskapasiteettia varsin huomattavasti ja samalla pienentää radan kokonaisliikennemäärää.
- Sallittu akselikuorma yhdessä metrikuorman kanssa määrää vaunun kuljetustehokkaimman pituuden. Sallitun akselikuorman lisääminen vähentää tarvittavien vaunujen lukumäärää vaunupituuden kasvaessa sekä pienentää telien painon osuutta vaunun taarapainoon.

Listattuja päätelmiä selvennetään osin kuvasta Kuva 43 johdetun kuvan 47 esimerkin avulla. Kuvassa verrataan, millainen vaikutus kuljetuskapasiteetin kasvuun on a) 5 tonnin taarapainon vähennyksellä, b) sallitun akselikuorma lisäyksellä 22,5 tonnista 30 tonniin ja c) sallitun metrikuorman lisäyksellä 8 tonnista 12 tonniin metriä kohti. Esimerkkitapauksessa pelkästään metrikuorman lisäyksellä saavutetaan jopa 54 % kapasiteetin lisäys. Tämä vastaa runsaan 3 tonnin lisätavaramäärää jokaista vaunustometriä kohti. Vastaavasti akselikuorman lisäyksellä saavutettavissa oleva hyöty kuljetuskapasiteetissa on vain 6 %. Tarkastellulla taarapainon vähennyksellä saatava hyöty olisi tätä suurempi, eli noin 8 %.





Kuva 47. Esimerkki sallitun akseli- ja metrikuorman lisäämisen ja vaunun taarapainon pienentämisen vaikutuksesta vaunun pituuteen ja sen mahdollistamaan hyötykuormaan metriä kohti.

Liikkuvan kaluston metrikuorman rajoittaminen RATO 1:n mukaisesti 8 tonniin metriä kohti ei ole kaikissa tilanteissa mielekäästä. Toisaalta metrikuormarajoite ei yhdessä akselikuormarajoitteenkaan kanssa kykene mallintamaan vaunun aiheuttamaa kuormitusta riittävällä tarkkuudella etenkin suuremmilla metripainoilla. Kuormarajoitteissa tulisi huomioida nykyistä tehokkaammin akselien sijoittelun vaikutus ratojen luokittelua koskevan standardin EN 15528:2008 periaatteiden suuntaisesti. Vaunun aiheuttamaa kuormitusta voidaan mallintaa akselikuorman lisäksi esimerkiksi vierekkäisten telien aiheuttamalla metrikuormalla.

## LÄHDELUETTELO

- [1] BY-LAWS of the IHHA [WWW]. [viitattu 14.1.2009]. Saatavissa: [http://ihha.net/index.php?option=com\\_wrapper&Itemid=28](http://ihha.net/index.php?option=com_wrapper&Itemid=28)
- [2] BHP Billiton Iron Ore – Western Australia Port & Rail Operations [WWW]. [viitattu 6.10.2008]. Saatavissa: <http://www.bhpbilliton.com/bbContentRepository/Presentations/PortRailPresentation.pdf>
- [3] Pilbara Railway Pages Pilbara Yard [WWW]. [viitattu 9.10.2008]. Saatavissa: <http://www.railways.pilbara.net.au/FMG/fmg.html>
- [4] Hamersley Freight Line, Australia [WWW]. [viitattu 7.10.2008]. Saatavissa: <http://www.railway-technology.com/projects/hamersley/>
- [5] FMG Application to Access Mt Newman Railway Line under Part IIIA [WWW]. [viitattu 9.10.2008]. Saatavissa: <http://www.ncc.gov.au/pdf/DERaFoSu-015.pdf>
- [6] Pilbara Profit Secret [WWW]. [viitattu 9.1.2009]. Saatavissa: <http://www.portphillippublishing.com.au/images/pilbara3.jpg>
- [7] The Brazilian Rail Industry – an overview [WWW]. [viitattu 7.10.2008]. Saatavissa: <http://www.brazilintl.com/agbusiness/general/RailIndustryBrazil.pdf>
- [8] TTCI and NRC selected as Prime Contractors to Increase Axle Loads on the Companhia Vale do Rio Doce [WWW]. [viitattu 9.10.2008]. Saatavissa: [http://www.aar.com/news-ttci\\_nrc.htm](http://www.aar.com/news-ttci_nrc.htm)
- [9] VIII Analyst & Investor Tour 2008 [WWW]. [viitattu 18.11.2008]. Saatavissa: [http://www.vale.com/vale\\_us/media/2008Analyst\\_and\\_Investor\\_Tour.pdf](http://www.vale.com/vale_us/media/2008Analyst_and_Investor_Tour.pdf)
- [10] The Railway Transport [WWW]. [viitattu 7.10.2008]. Saatavissa: [http://www.vale.com/vale\\_us/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?sid=64](http://www.vale.com/vale_us/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?sid=64)
- [11] United States securities and exchange commission [WWW]. [viitattu 9.1.2009]. Saatavissa: [http://google.brand.edgar-online.com/EFX\\_dll/EDGARpro.dll?FetchFilingHTML1?ID=4446733&SessionID=xw\\_bWqfYVVolPa\\_7-](http://google.brand.edgar-online.com/EFX_dll/EDGARpro.dll?FetchFilingHTML1?ID=4446733&SessionID=xw_bWqfYVVolPa_7-)
- [12] Labrador City and Sept-Îles [WWW]. [viitattu 7.10.2008]. Saatavissa: [http://www.riotintoironore.com/ENG/operations/301\\_labrador\\_city\\_sept-iles.asp](http://www.riotintoironore.com/ENG/operations/301_labrador_city_sept-iles.asp)

[13] FACT SHEET [WWW]. [viitattu 19.11.2008]. Saatavissa:  
<http://www.ccnmatthews.com/docs/factsheet.pdf>

[14] Québec North Shore and Labrador Railway Company Inc [WWW]. [viitattu 19.11.2008]. Saatavissa:  
[http://www.railcan.ca/sec\\_rac/en\\_rac\\_member\\_profile.asp?id=87](http://www.railcan.ca/sec_rac/en_rac_member_profile.asp?id=87)

[15] Port-Cartier Industrial Complex [WWW]. [viitattu 7.10.2008]. Saatavissa:  
[http://www.arcelormittal.com/minescanada/en/about/operations/Port\\_Cartier.aspx](http://www.arcelormittal.com/minescanada/en/about/operations/Port_Cartier.aspx)

[16] Adriana resources [WWW]. [viitattu 9.1.2009]. Saatavissa:  
<http://www.adrianaresources.com/s/LacOtelnuk.asp>

[17] Overview of America's Freight Railroads [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa:  
<http://www.aar.org/PubCommon/Documents/AboutTheIndustry/Overview.pdf>

[18] Class I railroad [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa:  
[http://en.wikipedia.org/wiki/Class\\_I\\_railroad](http://en.wikipedia.org/wiki/Class_I_railroad)

[19] Class I Railroad Statistics [WWW]. [viitattu 9.1.2009]. Saatavissa:  
<http://www.aar.org/PubCommon/Documents/AboutTheIndustry/Statistics.pdf>

[20] Allowable Gross Weight [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa:  
<http://www.uprr.com/aboutup/maps/grossweight.shtml>

[21] Strengthening the Railroad to Accommodate HAL Traffic Union Pacific's Experience [WWW]. [viitattu 9.1.2009]. Saatavissa:  
[http://www.trbrail.com/pdfs/LTK/Session4PanelMikeFranke/WEW\\_TRB\\_HAL\\_Final.pdf](http://www.trbrail.com/pdfs/LTK/Session4PanelMikeFranke/WEW_TRB_HAL_Final.pdf)

[22] LKAB Logistics [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa:  
<http://www.lkab.com/?openform&id=4556>

[23] Malmbanan [WWW]. [viitattu 24.11.2008]. Saatavissa:  
<http://malmbanan.mn.lib.bz/>

[24] IHHA 2007 Conference in Kiruna [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa:  
[http://www.ihha2007.net/org/ihha/sts2007/www.nsf/69c99dff95d70103c1256f54002fbb64/72c3045552571ed3c1257013004979e7/\\$FILE/Presentation%20IHHA%202007.ppt](http://www.ihha2007.net/org/ihha/sts2007/www.nsf/69c99dff95d70103c1256f54002fbb64/72c3045552571ed3c1257013004979e7/$FILE/Presentation%20IHHA%202007.ppt)

[25] Luleå [WWW]. [viitattu 9.1.2009]. Saatavissa:  
<http://www.etripts.com/wiki/Lule%C3%A5>

[26] Korpanec, I., Rebeyrotte, E., Guigon, M. & Tordai, I. Increasing axle load in Europe. State of the art and perspectives. Proceedings 8th International Heavy Haul Conference, Rio de Janeiro, Brazil, 14–16 June 2005. Pp.227-235.



- [27] EIA: Increase Ore Export Capacity of the Sishen - Saldanha Railway Line to 93MTPA [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa: [http://www.transnet.co.za/Documents/Saldanha/Ore\\_Line\\_Rail\\_Phase\\_2\\_Expansion/Background\\_Information\\_Document\\_Phase\\_2\\_93MTPA.pdf](http://www.transnet.co.za/Documents/Saldanha/Ore_Line_Rail_Phase_2_Expansion/Background_Information_Document_Phase_2_93MTPA.pdf)
- [28] Sishen Rail Line from Saldanha to Sishen [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa: [http://www.saldanhaportoperations.com/sishen\\_rail\\_line.html](http://www.saldanhaportoperations.com/sishen_rail_line.html)
- [29] Amsted Rail International [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa: [http://www.revistaferroviaria.com/nt2008/palestras/05112008/Steve\\_Becker/ARX.pdf](http://www.revistaferroviaria.com/nt2008/palestras/05112008/Steve_Becker/ARX.pdf)
- [30] BRADKEN DELIVERS 4000TH WAGON TO RIO TINTO IRON ORE [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa: [http://www.bradken.com.au/document/media/070627\\_1.pdf](http://www.bradken.com.au/document/media/070627_1.pdf)
- [31] United Group Wins over \$127 million in New Rolling Stock Contracts [WWW]. [viitattu 25.11.2008]. Saatavissa: <http://www.asx.com.au/asxpdf/20060920/pdf/3yqxjkyc4cnbn.pdf>
- [32] Chay Wagon Data Sheet [WWW]. [viitattu 10.10.2008]. Saatavissa: [http://www.cfcla.com.au/wagon\\_pdfs/CHAY\\_Wagon\\_Data\\_Sheet\\_ili.pdf](http://www.cfcla.com.au/wagon_pdfs/CHAY_Wagon_Data_Sheet_ili.pdf)
- [33] Ballast Wagons [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: <http://www.edirail.com.au/Default.aspx?aCateId=955>
- [34] SYDNEY NEWSLETTER [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: <http://rtsa.com.au/assets/2008/08/nsw-rtsa-newsletter-jan-2006.pdf>
- [35] Freight cars [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: <http://www.amsted-maxion.com.br/conteudo/en/vagoes.php>
- [36] Amsted Maxion sells 836 railcars to Vale [WWW]. [viitattu 25.11.2008]. Saatavissa: <http://indexet.gazetamercantil.com.br/arquivo/2008/07/09/197/Amsted-Maxion-sells-836-railcars-to-Vale.html>
- [37] Cars [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: [http://www.mrs.com.br/ingles/interna.php?nomPagina=aempresa/locomotivas\\_e\\_vagoes.php&IdSecao=0](http://www.mrs.com.br/ingles/interna.php?nomPagina=aempresa/locomotivas_e_vagoes.php&IdSecao=0)
- [38] Ore Hopper [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: <http://www.freightcaramerica.com/Ore-Hopper.htm>
- [39] Hopper-Open Top:2,400 cubic feet [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: <http://www.railserve.com/jump/jump.cgi?ID=729>

- [40] History of Nova Scotia [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: <http://www.alts.net/ns1625/nshist80.html>
- [41] T3272 THROUGH SILL [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: [http://www.americanrailcar.com/pdf/hopper/AMFX\\_T3272\\_Through\\_Sill.pdf](http://www.americanrailcar.com/pdf/hopper/AMFX_T3272_Through_Sill.pdf)
- [42] 3281 CUBIC FOOT COVERED HOPPER [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: [http://www.trinityrailcar.com/railcars/hopper/pdfs/hopper\\_3281.pdf](http://www.trinityrailcar.com/railcars/hopper/pdfs/hopper_3281.pdf)
- [43] Fammoorr050 [WWW]. [viitattu 13.10.2008]. Saatavissa: <http://www.kockumsindustrier.se/Products/Freight/Special/Fammoorr050.htm>
- [44] 6-Axle Wagon - Faals [WWW]. [viitattu 7.10.2008]. Saatavissa: [http://www.gbrx.com/images/prod\\_eur/europe\\_web\\_pdfs/HopperFAALS.pdf](http://www.gbrx.com/images/prod_eur/europe_web_pdfs/HopperFAALS.pdf)
- [45] Tournay, H. 2001. Heavy Haul in South Africa: Three Sides to a Coin. In: Proceedings 7th International Heavy Haul Conference, Brisbane, Australia, 10–14 June 2001. 13–18.
- [46] Kosonen, T & Mähönen, N. 2008. Kolarin seudun kaivoshankkeet. Helsinki: Ratahallintokeskus. Julkaisuja A 8/2008. [133 s.]
- [47] Rikastevaunu Taimn-t [WWW]. [viitattu 14.11.2008]. Saatavissa: <http://www.vrcargo.fi/vaunukuvasto/taimn-t.shtml>
- [48] Irtotavaravaunu - Tad [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: <http://www.vrcargo.fi/vaunukuvasto/pdf/tad.pdf>
- [49] > Products> Freight Wagons> Open Top wagons> 100t Ore Wagon [WWW]. [viitattu 14.10.2008]. Saatavissa: <http://www.railserve.com/jump/jump.cgi?ID=22005>
- [50] Gondola car for copper ore model 22-4024 [WWW]. [viitattu 26.11.2008]. Saatavissa: <http://www.dvmash.com/en/production/detailed?id=100>
- [51] Arbel Fauvet Rail [WWW]. [viitattu 12.12.2008]. Saatavissa: <http://www.a-f-r.fr/bogiesE.htm>
- [52] Possibilities for the transport sector [WWW]. [viitattu 24.11.2008]. Saatavissa: <http://www.ssabtunnplat.com/templates/Page.aspx?id=3583>

**NORTH AMERICAN  
HEAVY HAUL EXPERIENCE**

**for Finnish Rail Administration**

**UK Proprietary 08-001**

By John Tunna  
TTCI(UK) Ltd.  
23 December 2008



**Disclaimer:** This report was prepared for the Finnish Rail Administration by by TTCI(UK) Ltd., a subsidiary of the Transportation Technology Center, Inc. (TTCI) Pueblo, Colorado, USA. It is based on investigations and tests conducted by TTCI(UK) Ltd. with the direct participation of the Finnish Rail Administration, to criteria approved by them. The contents of this report imply no endorsements whatsoever by TTCI(UK) Ltd. of products, services or procedures, nor are they intended to suggest the applicability of the test results under circumstances other than those described in this report. The results and findings contained in this report are the sole property of the Finnish Rail Administration. They may not be released by anyone to any party other than the Finnish Rail Administration, without the written permission of the Finnish Rail Administration. TTCI(UK) Ltd. is not a source of information with respect to these tests, nor is it a source of copies of this report. TTCI(UK) Ltd. makes no representations or warranties, either expressed or implied, with respect to this report or its contents. TTCI(UK) Ltd. assumes no liability to anyone for special, collateral, exemplary, indirect, incidental, consequential, or any other kind of damages resulting from the use or application of this report or its contents.

## Acknowledgments

This report was prepared with input from the following staff at Transportation Technology Center, Inc.:

Muhammad Akhtar

Scott Cummings

Charity Duran

Dan Gutscher

Rafael Jimenez

Richard Joy

Dingqing Li

Joseph LoPresti

Chris Pinney

Richard Reiff

Curtis Urban

Huimin Wu

## Table of Contents

Acknowledgments.....	i
Table of Contents.....	iii
List of Figures .....	v
List of Tables .....	vi
1. Introduction .....	1
2. General .....	3
2.1 Overall Summary .....	3
2.2 Effects of Increased Axleloads.....	5
2.3 Heavy Haul Railroading in North America.....	7
2.4 Cost-Benefit Analysis .....	12
3. Technical Detail .....	15
3.1 Ore Wagons and Bogies.....	15
3.2 Wheels.....	19
3.3 Wheel and Rail Profiles.....	22
3.4 Lubrication and Friction Management.....	24
3.5 Rails and Welds .....	26
3.6 Insulated Rail Joints.....	29
3.7 Switches and Crossings.....	31
3.8 Sleepers.....	38
3.9 Fastenings .....	42
3.10 Ballast and Subgrade.....	44
3.11 Track Geometry .....	49
3.12 Embankments and Culverts.....	53
3.13 Bridges.....	54
4. Conclusions .....	57
References .....	59
Appendix A – Abbreviations .....	71
Appendix B – United States Federal Railroad Administration Railroad Safety Advisory Committee recommendation.....	73



## List of Figures

Figure 1. Effect of Axleload on Track Maintenance at FAST .....	7
Figure 2. Typical Intermodal Unit .....	9
Figure 3. Typical Coal Gondola.....	10
Figure 4. Typical Iron Ore Hopper.....	10
Figure 5. Curve Distribution on Typical Eastern and Western Routes .....	11
Figure 6. Performance Envelope for 3-piece Bogies.....	17
Figure 7. Warp Stiffness Test Results – Empty Condition .....	18
Figure 8. NPV of Savings by Reducing Impact Force .....	21
Figure 9. AAR1B and AAR 1:20 Wheel Profiles.....	22
Figure 10. Insulated Rail Joint Support Systems .....	31
Figure 11. Measured Maximum Lateral Forces for Switches at FAST .....	32
Figure 12. Typical AREMA Detail 5100 Switch Point.....	33
Figure 13. Profile View of Point Slope First and Second Cuts .....	34
Figure 14. Floating Heel Block.....	34
Figure 15. Surface Hardness of FAST Test Crossings .....	36
Figure 16. Wear of FAST Test Crossings .....	36
Figure 17. Flange Bearing Frog in a Turnout .....	37
Figure 18. Mitered Crossing Heel compared to the AREMA Standard .....	38
Figure 19. Increase in Gauge Widening Strength at FAST .....	41
Figure 20. Traditional Baseplate and Cut Spike Fastening System .....	42
Figure 21. Elastic Fastening Systems Tested at FAST .....	43
Figure 22. AirBoss® Elastic Fastening System.....	44
Figure 23. Cumulative Settlement or Ballast Pocket.....	47
Figure 24. Subgrade Progressive Shear Failure .....	47
Figure 25. Mud-pumping in Track with Timber and Concrete Sleepers .....	48
Figure 26. Impact Forces from a Rail Joint on Concrete Bridges at TTC.....	56
Figure 27. Effect of Sleeper Materials on Bridge Impact Forces.....	56

## List of Tables

Table 1.	Characteristics of Revenue Service Test Sites .....	2
Table 2.	Selected System Design Guidelines (from IHHA 2001) .....	5
Table 3.	FAST Test Configurations .....	6
Table 4.	US Railroad Size and Revenue in 2007 .....	7
Table 5.	Bulk Commodity Transportation in 2007 (Net Million Tonnes) .....	8
Table 6.	System-wide Average Speeds for Heavy Axleload Operations (km/hour) .....	11
Table 7.	Operating Characteristics of Two Sample Routes .....	11
Table 8.	Investment Summary .....	12
Table 9.	Effect of Axleload on Operations – 2009 .....	13
Table 10.	Net Tonnages and Wagon Fleet Size .....	13
Table 11.	Maintenance and Operation Cost Summary - 2009 .....	14
Table 12.	Cost-Benefit Results .....	14
Table 13.	Optimal Wagon Designs for Different Operations .....	16
Table 14.	Properties of Wheels in Interchange Service .....	19
Table 15.	AAR Wheel Designs (AAR, 2007b) .....	20
Table 16.	Weight of Rail in Place (AAR, 2008) .....	23
Table 17.	Weld Failure Statistics from FAST .....	27
Table 18.	Switch and Crossing Geometry Usage and Performance .....	31
Table 19.	Common Subgrade Problems .....	45
Table 20.	Effect of Subgrade Remediation Treatments .....	48
Table 21.	FRA Track Classifications .....	49
Table 22.	FRA Gauge Requirements .....	49
Table 23.	FRA Alignment Requirements – Maximum Mid-chord Offset (mm) ..	40
Table 24.	FRA Surface Requirements – Maximum Mid-chord Offset (mm) .....	50
Table 25.	FRA Cross-level Requirements (mm) .....	50

## 1. INTRODUCTION

TTCI(UK) Ltd., a subsidiary of Transportation Technology Center, Inc. (TTCI) has summarized North American heavy haul experience in this report for the Finnish Rail Administration. The Finnish Rail Administration is considering heavy haul operations from new mines in the north of Finland. This report gives details of the challenges faced by North American railroads when freight axleloads increased. The Finnish Rail Administration can prepare for similar challenges by studying the research, development and testing performed in North America over the last 25 years.

Heavy haul is defined as meeting at least two of the following criteria (IHHA, 2008):

- Operation of trains in excess of 5,000 gross tonnes
- 20 Million Gross Tonnes (MGT) annual traffic operating over a line at least 150 km in length
- 25 tonne or greater axleloads

North American freight railroads have long met this definition. In the 1960s the allowable axleload in interchange service was increased from 25 to 29.8 tonne for 4-axle wagons. The 32.4 tonne axleload wagon was introduced around 1990 and in 2003 was allowed unrestricted operation. Wagons with 35.7 tonne axleload currently operate in restricted service.

The US Department of Transportation, Federal Railroad Administration – Office of Safety is responsible for setting safety standards for track (FRA, 2000a, 2000b) and vehicles (FRA, 2000c). This is a government department, and the safety requirements are law.

The American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association (AREMA) (formerly the American Railway Engineering Association (AREA)) is an important source of advice and information for North American railroads. It publishes the Manual for Railway Engineering (AREMA, 2007a). The manual contains recommended practices that are used by individual railroads to develop their own particular policies and standards.

An interesting aspect of North American railroads is the interchange of vehicles between railroads. Interchange happens when a vehicle owned by one railroad (or private vehicle owner) operates over track owned by another railroad. The Association of American Railroads (AAR), among other things, manages the interchange process. The Field Manual of the AAR Interchange Rules (AAR, 2007a) specifies limits for wear and damage to wagon components. If an inspector working for railroad A finds a limit has been exceeded on a wagon belonging to railroad B, then railroad A can repair the wagon in its workshops and send the bill to railroad B.



The Field Manual is a condensed version of AAR Mechanical Division's multi-section Manual of Standards and Recommended Practices (AAR, 2007b). The full manual contains specifications, standards and recommended practices for rolling stock used in interchange service. The AAR also publishes an office manual with further guidance on wagon repairs (AAR, 2007c).

TTCI is a wholly owned subsidiary of the AAR. It conducts research and testing for the AAR and FRA, and provides consultancy to railroads and suppliers in North America and overseas. TTCI has published several hundred technical reports on its work.

TTCI operates the US Department of Transportation's Transportation Technology Center (TTC) located near Pueblo, Colorado. The TTC has special test tracks that are used in the acceptance process for new wagons. These test tracks aim to excite different modes of vibration in wagons. Instrumented wheelsets are used to check that wheel-rail forces stay within acceptable limits. This testing has been a key factor in ensuring the safe introduction of wagons with increased axleloads.

TTCI also operates the Facility for Accelerated Service Testing (FAST). This is a kidney shaped loop of track over which a loaded train operates continuously during testing periods. Over the years the axleload of the wagons has increased and is currently 35.7 kN. In a typical year of operation FAST will experience 136 MGT of traffic. FAST is used to test rolling stock and track components (LoPresti & Kalay, 2000). FAST is a 4.3 kilometer loop of track with a one 290 m radius curve and three 350 m radius curves. The gauge face of the high rail on the curves is lubricated. The train typically operates at 64 km/hour, which gives 50 mm of cant deficiency in the curves. The timber sleeper spacing is 478 mm. FAST is located in the high plains of Colorado where there is only 300 mm of rainfall annually. Subgrade conditions are well-drained, firm, sandy soil. The track is not significantly affected by freeze-thaw cycles.

Tests are also conducted in revenue service (Li et al. 2005b). One test site (referred to as the Eastern Mega Site) was created in 2004 in West Virginia (Li & McDaniel, 2007). A second test site (referred to as the Western Mega Site) was created in 2004 in Nebraska (Li & Clark, 2007). Table 1 summarizes the characteristics of the test sites.

**Table 1. Characteristics of Revenue Service Test Sites**

Mega Site	Eastern	Western
Operating Speed (km/hour)	30 to 60	80 to 96
Curve distribution (m)	175 to 300	870 to 1750
Annual Traffic (MGT)	54	200
Coal Traffic (32.4 tonne axleload)	50%	80%
Sleepers and fastenings	Timber with cut spikes	Concrete with elastic

This report draws on the experience gained by TTCI from its testing at FAST and in revenue service. It includes the results of collaborative work with the railroads, manufacturers and other research institutions.

## **2. GENERAL**

### **2.1 Overall Summary**

The effects of increased axleload are to put additional stress on all parts of the railroad system from the wagons, through wheel-rail contact, into the rail, sleepers, ballast, subgrade and supporting structures. Section 2.2 summarizes the requirements for operations of up to 29 MGT per year in territory with curves less than 875 m radius. It also gives details of the increase in track maintenance that was required at FAST when axleload was increased from 29.8 to 35.7 tonne.

Section 2.3 summarizes heavy haul operations in North America. The seven Class I railroads that operate over 15,750 km of track and generate \$52,900M of revenue each year are described. Details are given of the principal freight commodities. Iron ore transportation in North America is only 3 percent of the total and has declined since it peaked in 1953.

Ideally, track and rolling stock are designed for the axleload that will be used for future railroad operations. However, railroads are often tempted to increase axleload from the design value. The benefits are attractive and include:

- Fewer wagons and locomotives to carry the same net tonnage of goods
- Fewer train journeys and crew requirements
- Fuel savings per net tonne of goods carried

With these benefits come increased maintenance costs for wagons, track and structures. Investment may also be required to bring parts of the system up to a safe operating standard. Railroads typically perform cost-benefit analyses before deciding to increase axleloads. A cost-benefit example is given in Section 2.4.

The principal types of wagon and bogies used for heavy haul are described in Section 3.1. The choice for mineral wagons is between gondolas that are discharged in rotary dumpers and hoppers that discharge through doors in the bottom of the wagon. Hoppers are preferred for small scale operations in which the cost of rotary dumpers cannot be justified. Bogies are required to be stable in straight track and not to produce high wheel-rail forces when curving. North American railroads prefer the simplicity of the 3-piece bogie. Improvements have been introduced to improve the warp stiffness of this type of bogie.

Section 3.2 describes the wheels that are used for heavy haul in North America. Both cast and forged wheels are used. One of the significant improvements was to stop the use of straight-plate wheels.



Wheel and rail profiles have a significant influence on vehicle and track performance. The selection of optimum profiles becomes more important as axleloads increase. The development of wheel and rail profiles in North America is described in Section 3.3. The trend has been towards conformal wheel and rail profiles that reduce contact stresses and improve curving performance.

Contact between the wheel flange and the gauge face of the high rail cannot be avoided in small radius curves. Section 3.4 describes North American rail lubrication practices. Wheel-rail forces can be reduced and significant fuel savings can be achieved by controlling the friction conditions on the top of the rail. Friction modification trials are discussed in Section 3.4.

The trend of increasing rail hardness is discussed in Section 3.5. Details are also given of improvements to methods of joining rails. The focus is on aluminothermic welds since these are known to be a significant cause of rail failures.

Insulated rail joints are a weak link in the track system. They become more critical when axleloads increase since both static and dynamic forces increase at the joint. Section 3.6 describes the ongoing work to improve the performance of insulated rail joints.

Switches and crossing are also locations where dynamic forces are produced. They require significantly more maintenance than other track components when axleloads increase. Section 3.7 gives details of the extensive work that has been conducted to improve switch and crossing performance.

Timber is the most common material used for sleepers in North America, although concrete is now being used in high tonnage, heavy haul lines. Section 3.8 describes comparison tests between sleeper materials including steel and plastic.

Rail was traditionally fastened to the sleepers using baseplates and cut spikes. This system is flexible and often gives very good performance. Elastic fasteners are used when additional gauge strength and toe load are required. Tests with alternative elastic fastener designs are described in Section 3.9.

Subgrade problems are generally due to poor drainage. However, increasing axleloads can cause additional problems where the subgrade is weak. Two successful methods for strengthening subgrade are described in Section 3.10.

Track geometry standards are governed by law in North America. Railroads are fined if they fail to meet the FRA requirements. Section 3.11 gives details of these requirements and the systems used for measuring and evaluating track geometry.

The correct design and maintenance of culverts is essential to providing good drainage and avoid subgrade and embankment failures. This subject is discussed in Section 3.12.



Most bridges were designed when axleloads were significantly lower than they are today. The structural integrity of bridges needs to be checked before axleloads are increased. It is common to find that a bridge can carry the increased load without collapsing but it has a significantly reduced fatigue life. Bridge strengthening is usually a cheaper option than replacing a bridge with insufficient capacity. These issues are discussed in Section 3.13.

A full list of references is provided at the end of this report. Many of these are TTCI reports and Technology Digests, which are available for purchase. Government and AAR publications are also listed. Conference proceedings, AREMA and International Heavy Haul Association (IHHA) in particular, are good sources of technical information.

## 2.2 Effects of Increased Axleloads

High axleloads require track that is constructed to high standards if maintenance and repair costs are to be kept in control. The IHHA (2001) has published guidelines for heavy haul track design. Table 2 gives a summary for operations of 20 to 29 MGT per year in terrain that has curves less than 875 m radius.

**Table 2. Selected System Design Guidelines (from IHHA, 2001)**

Axleload (tonne)	20 to 24	25 to 29	30 to 34	35 +
Rail Type:				
Curves	Standard	Standard	Standard	Premium
Tangent	Standard	Standard	Premium	Super premium
Rail Section	115 RE or UIC 54	132 RE or UIC 60	136 RE or UIC 60	136 RE or UIC 60
Sleeper Spacing (mm)				
Wood	500	500	500	490
Concrete	600	600	600	600
Ballast depth (mm)				
Below Sleeper	250	250	250	350
Sub-ballast	0	0	100	200
Ballast shoulder width (mm)	250	250	300	300
Turnouts	Fixed point crossing	Fixed point crossing	Premium rail and fixed point crossing	Premium rail and moveable point crossing
Geometry and Rail Flaw Inspection (months)	8 to 10	6	6	6
Wheel Diameter (mm)	850	900	900	1,000
Wheel Hollow Wear Limit (mm)	3	3	3	2
Bogies	Improved 3-piece	Improved 3-piece or self-steering	Improved 3-piece or self-steering	Improved 3-piece or self-steering

The following are recommended, regardless of axleload, in addition to the guidelines in Table 2.

- Sleeper type – wood or concrete monobloc
- Fasteners – elastic in curves, elastic or spikes in tangent
- Rail maintenance – periodic grinding to remove corrugations, surface damage and metal flow at joints
- Rail inspection – profiles should be measured at the same interval as track geometry inspections.
- Wheel type – premium heat treated, curve plate, AAR Class C or equivalent.

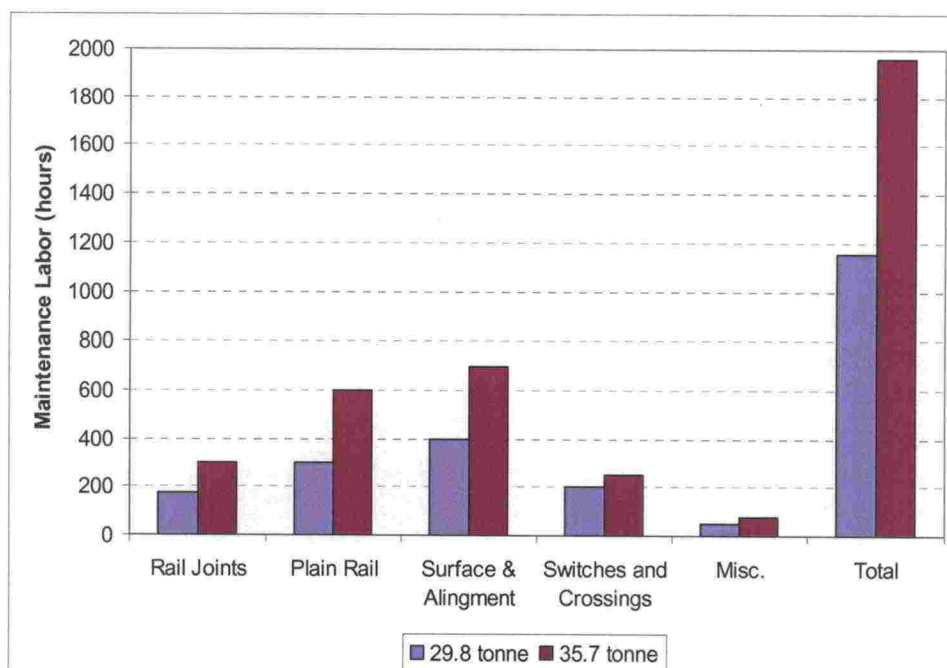
In general, increasing axleload on existing lines is expected to increase track component failure rates and reduce overall component life. This would result in increased day-to-day maintenance and it would reduce the time before complete renewal is required. If maintenance and renewal requirements increase then more access to the track will be required. It may also be necessary to reduce the inspection interval to maintain operational safety.

An experiment to determine the effects of heavy axleloads on the track structure was conducted at FAST (Read, 1991). The axleload on FAST in the late 1980s was 29.8 tonnes. This was followed by a period of operation with 35.7 tonne axleloads. Table 3 summarizes the test conditions.

**Table 3. FAST Test Configurations**

Axleload (tonne)	29.8	35.7
Track Loading (kN/m)	77	84
Wheel Diameter (mm)	914	965
Bearing Size	6½ x 11	7 x 12
Trains	15,850	13,370
Axles	4,820,000	4,065,000
Traffic (MGT)	145	145
Traffic (Million Net Tonnes)	103	109

For the first 77 MGT of operations with each axleload the types of track components used were the same and detailed records of track maintenance activity were kept. This allowed the effect of the increase in axleload on track maintenance to be determined. Figure 1 shows the total number of labor hours for different types of maintenance required to keep the track in the same general condition for each axleload scenario.



**Figure 1. Effect of Axleload on Track Maintenance at FAST**

Figure 1 shows that all types of track maintenance increased when axleload was raised from 29.8 to 35.7 tonne. This 20 percent increase in axleload caused a 72 percent increase in maintenance hours.

Increasing axleload has a negative effect throughout the track structure. It increases wheel-rail contact forces, which increases rail surface damage and rail failures. It increases the forces transmitted through the fastenings to the sleepers, ballast and subgrade. Increased forces on the ballast increases settlement, which causes further increases in dynamic wheel-rail forces. These effects are discussed in Section 3 of this report.

### 2.3 Heavy Haul Railroading in North America

The railroad network in the North America is extensive. Table 4 summarizes the size and revenue of the 563 companies that made up the industry in 2007 (AAR, 2008a)

**Table 4. US Railroad Size and Revenue in 2007**

Type	Number	Route Kilometers	Employees	Revenue (\$M/year)
Class I	7	151,750	167,216	52,900
Regional	33	27,240	7,805	1,800
Local	523	46,486	11,791	2,100
Total	563	225,476	186,812	56,800



Class I railroads are defined as having revenue of at least \$359.6M/year (2007 figure). Regional railroads operate at least 350 route miles or they have revenue between \$40M/year and the Class I revenue threshold. Local railroads have less route miles and lower revenue than regional railroads.

There are seven Class I freight railroads – CSX Transportation, Norfolk Southern, BNSF Railway Co., Kansas City Southern Railway Co., Union Pacific Railroad Co., Canadian National Railway and Canadian Pacific Railway. Only the parts of the two Canadian railroads in the US are considered Class I railroads.

The principal types of heavy haul traffic are intermodal and bulk commodities. Intermodal traffic includes road trailers and containers carried on flat wagons. Bulk commodities include coal, grains and farm products, chemicals and metallic ores. Table 5 summarizes the movements of these commodities in 2007 (AAR, 2007d).

**Table 5. Bulk Commodity Transportation in 2007 (Net Million Tonnes)**

Commodity	CSX	NS	CNGT	BNSF	KCS	SOO	UP	Total
Coal	155.0	124.4	16.0	256.1	2.3	0.0	216.8	770.6
Metallic Ores	4.2	2.6	31.2	14.0	0.5	0.0	1.2	53.7
Grain	11.8	15.8	10.7	54.6	3.3	8.2	27.7	132.1
Chemicals & Allied Products	38.1	16.5	15.4	27.9	4.3	1.1	57.9	161.1
Total (Selected HAL Commodities)	209.0	159.4	73.3	352.7	10.3	9.2	303.6	1117. 5
Grand Total Tons Originated	367.9	286.2	105.3	495.6	26.2	16.9	461.1	1759. 3
Percent (Selected HAL Commodities)	57%	56%	70%	71%	39%	55%	66%	64%

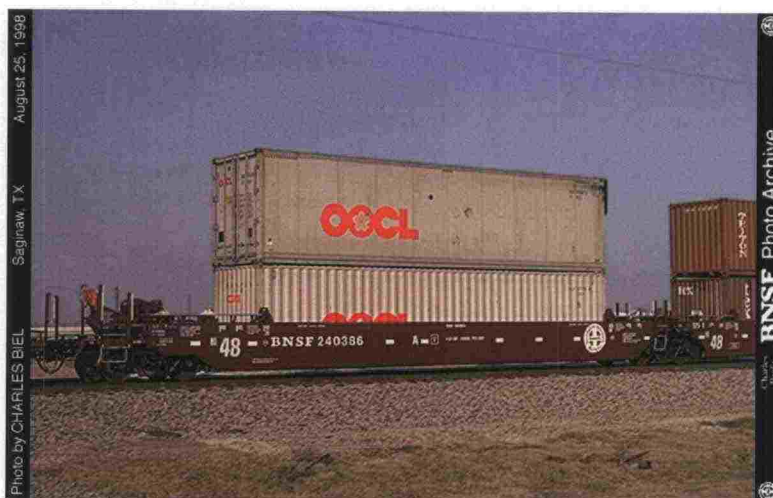
Table 5 shows that coal represents approximately half the total tonnage of freight traffic in North America. Today, there are three principal coal producing areas. “Appalachian” coal is mined in Pennsylvania, Maryland, Virginia, West Virginia, Tennessee, Alabama, Ohio and eastern Kentucky. “Interior” coal is mined in Illinois, Indiana, Missouri, Texas and western Kentucky. “Western” coal is mined in Wyoming, Montana, Colorado, Utah, North Dakota, New Mexico and Arizona, with most originating in the Powder River Basin of northeast Wyoming (AAR, 2008b). Forty percent of the nation’s coal is mined in Wyoming, followed by West Virginia (13 percent) and Kentucky (10 percent). Ninety-three percent of the coal is used for electricity generation in cities all across North America. Seventy one percent is moved by rail. This share has increased in recent years as production of Western coal increased and required relatively longer distances to final destinations.

Table 5 shows that similar tonnages of grain and chemicals are transported. Corn has the largest share of grain transportation (51 percent), followed by wheat (29 percent) and soybeans (13 percent) (AAR, 2008c). US grain production is centered in the Midwest and Central Plains. Most of the production from the eastern states is used for animal feed. In the west, most of the production is exported through ports on the Pacific coast.

The top five states originating chemical transportation by rail are, in descending order of tonnage, Texas, Louisiana, Wyoming, Florida and Illinois. The top eight states where chemical transportation by rail terminates, in descending order of tonnage, are Texas, Illinois, California, Florida, Ohio, Georgia, Louisiana and North Carolina (AAR, 2008d).

Table 5 shows that metallic ore represents a small (3 percent) of net tonnes of rail freight traffic in North America. The major iron ore mines are located in Minnesota, Michigan and Eastern Canada. The iron ore is typically converted to taconite pellets at the mines. Seventy five percent of the integrated steel mills are located on the southern shores of the Great Lakes (World Steel Dynamics, 2008). Most of the product from the mines is transported by ship to the steel mills. US Steel transports some of its product by rail to its plants in Mississippi and Alabama. The US production of iron ore has decreased from a peak in 1953 (Jorgenson, 2006).

Figure 2 shows the end wagon in a typical set of articulated wagons used in intermodal service. The articulated bogies can have axleloads up to 35.7 tonne.



**Figure 2. Typical Intermodal Unit**

Figure 3 shows a typical gondola style wagon used to transport coal. These wagons are typically 15.4 m long. When fully loaded they produce 82.7 kN/m. Figure 3 shows the curved belly of the wagon between the bogies used to increase the capacity and lower the center of gravity. Coal is also transported in hopper wagons with discharge doors under the wagon body.





**Figure 3. Typical Coal Gondola**

Figure 4 shows a typical wagon used to transport iron ore. These wagons are typically 9 m long and are only loaded to 23.3 tonne axleloads. When fully loaded, they produce 100 kN/m.



**Figure 4. Typical Iron Ore Hopper**

The *Car and Locomotive Cyclopedia* (1997) gives details of wagons and locomotives in current operation. It has chapters describing mechanical equipment including brake gear, couplers and drawbars, and discharge doors.

Maximum allowable train speed varies across the system, but is typically 80 km/hour for heavy haul operations. The average speed can be calculated by dividing train-miles by total hours operated, excluding yard and local trains, passenger trains,



maintenance of way trains, and terminal time. Table 6 shows the system-wide average train speeds for the principal types of heavy axleload operations.

**Table 6. System-wide Average Speeds for Heavy Axleload Operations (km/hour)**

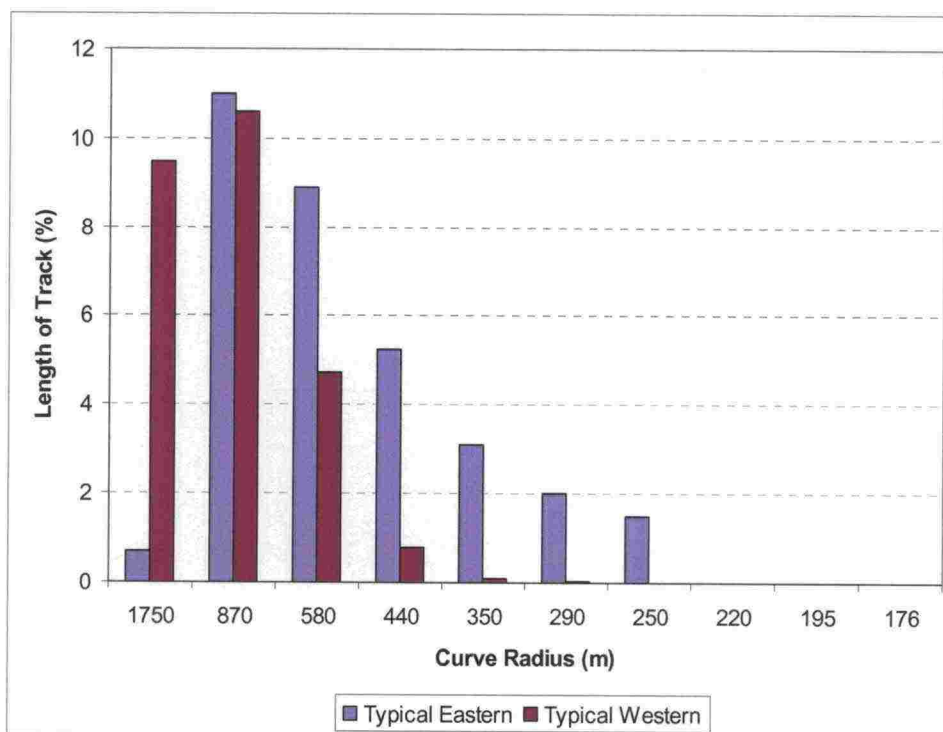
	BNSF	CSXT	NS	UP	Average
Intermodal	55.7	47.1	45.5	48.9	47.1
Unit Coal	31.7	35.2	26.7	35.9	32.7
Unit Grain	38.8	34.9	29.0	39.3	34.4

Table 7 gives statistics for two heavy haul routes. The UP and CSXT examples are typical of routes in the western and eastern United States respectively.

**Table 7. Operating Characteristics of Two Sample Routes**

Railroad	Line	Length (km)	Traffic (MGT)	Gross Trailing Weight (tonnes)	Wagon Axleload (tonne)
Union Pacific	North Platte-Gibbon	323	382	16,700	32.4
CSXT	Corbin-Armona	302	48.2	11,900	32.4

Figure 5 shows the distribution of curves on typical western and eastern heavy haul routes.



**Figure 5. Curve Distribution on Typical Eastern and Western Routes**

## 2.4 Cost-Benefit Analysis

Railroads generally compare the costs and benefits of alternative axleloads before making changes. The following is a hypothetical example of such a cost-benefit analysis. Consideration is given to increasing the current axleload of 25 tonnes to 27.5 or 30 tonnes. The railroad transports 50 million net tonnes of material per year in trains that have two locomotives and 100 wagons. There are 4,000 wagons in the fleet.

The analysis begins by considering the cost of the investments required in infrastructure and rolling stock. The track structure is assumed to be capable of carrying the higher axleloads (albeit with increased maintenance costs). There are 10 bridges on the system that require strengthening to allow the higher axleloads to be carried. The cost of strengthening is \$200,000 per bridge, and the work can be completed in five years.

The existing wagons were designed for 25 tonne axleload. The height of these wagons could be increased to allow more material to be carried and the axleload to be increased to 27.5 tonne. This would cost \$1,000 and add 250 kg to the empty weight of the wagon. The volume could not be increased further without the wagon exceeding the loading gauge for the system. The 30 tonne axleload could only be achieved with a new wagon that would cost \$100,000. It is assumed that modern construction methods would be used to ensure the new wagon weighs no more than the existing wagon.

Modifying the existing wagon for 27.5 tonne axleload would require changes to the suspension, brake equipment and draft gear. The cost of these changes would be \$5,000 per wagon. Half of the existing wagons have wheels, axles and bearings that are limited to 25 tonne axleload. The cost of replacing the wheelsets for 27.5 tonne axleload is \$10,000 per wagon. The new wagons for 30 tonne axleload would be supplied with suitable equipment and components.

Table 8 summarizes the investments for the different axleload scenarios.

**Table 8. Investment Summary**

Axleload (tonne)	27.5	30
Upgrade Suspension	Yes	
Upgrade Brake Equipment	Yes	
Upgrade Draft Gear	Yes	
Replace 25 tonne Wheelsets	Yes	
Increase Wagon Capacity	Yes	
New Wagons		Yes
Strengthen Bridges	Yes	Yes

One of the principal benefits of increasing axleload is fewer trains are required to transport the same amount of material. Table 9 shows the effect of axleload on the size of the fleet required to transport the 50 million net tonnes of material planned for 2009.

**Table 9. Effect of Axleload on Operations - 2009**

Axleload (tonne)	25	27.5	30
Number of Train Trips per Year	5,435	4,914	4,464
Number of Wagons	4,000	3,617	3,286
Number of Locomotives	80	72	66
Million Gross Tonnes (MGT) per Year	71.5	69.7	67.7

Net tonnes of material transported is planned to increase over the next few years. Table 10 shows the increases and the effect on the size to the fleet of wagons for the different axleload scenarios.

**Table 10. Net Tonnages and Wagon Fleet Size**

	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Transport (MNT)	50	54	58	62	66	70	70
25 tonne wagons	4,000	4,320	4,640	4,960	5,280	5,600	5,600
27.5 tonne wagons	3,617	3,906	4,195	4,485	4,774	5,064	5,064
30 tonne wagons	3,286	3,549	3,811	4,074	4,337	4,600	4,600

Table 10 shows that with the existing 25 tonne axleload new wagons need to be purchased from 2010 to 2014 to carry the increased net tonnes of material. In the 27.5 tonne axleload scenario the existing can be modified in 2009 and 2010 to carry the higher loads, but from 2011 to 2014 new wagons will need to be purchased since all the existing wagons will have been modified. In the 30 tonne axleload scenario new wagons are needed from 2009 to 2014. The scrap value of the old wagons is included as a benefit.

The cost of wagons not purchased due to the increase in axleload is considered as a disinvestment. For example, in 2011 with the 25 tonne axleload scenario, 320 wagons would be required. In the same year with the 27.5 tonne axleload scenario only 195 new wagons would be needed since 4,000 modified wagons are also available. Thus, increasing axleload to 27.5 tonne will save the purchase of 125 wagons in 2011.

Investment costs are discounted over a number of years that depends on the asset. In this example, wagon and locomotive investments are discounted over 10 years, and the bridge strengthening investment is discounted over 25 years.

Having considered investments, the analysis continues with a study of day-to-day operational costs. These include track and structures maintenance, rolling stock maintenance, and fuel and train crew costs. The effect of increasing axleload on these



costs is calculated using engineering models. These models predict the damage caused to individual components by particular axleloads. For example, damage to timber sleepers is caused, in part, by the stress under the baseplate, which is a function of the vertical and lateral loads applied by the wheels to the rail. Calculating the increase in stress when axleload increases allows the increase in sleeper damage and hence sleeper maintenance to be estimated.

The engineering models take account of the changes to operations shown in Table 10. It is typically the case that increasing axleload increases track maintenance costs, but reduces rolling stock maintenance and other operations costs. The reduction in costs is a result of fewer train trips and a smaller fleet size.

Table 11 summarizes the maintenance and operational costs for 2009 with the different axleloads. In this example the increase in track and structures maintenance costs exceeds the reduction in rolling stock and operations costs when axleload is increased.

**Table 11. Maintenance and Operation Cost Summary - 2009**

Axleload (tonne)	25	27.5	30
Track & Structure Maintenance (\$M)	52.5	59.8	66.4
Wagon and Locomotive Maintenance (\$M)	20.0	18.3	16.9
Fuel and Crew (\$M)	22.0	19.9	18.1
Total (\$M)	94.5	98.0	101.4

Day-to-day costs are calculated in a similar manner for future years. These costs are combined with the investment costs in the final stage of the analysis. Several financial indicators are calculated to allow the business case for increased axleload to be evaluated. Table 12 gives examples of these indicators.

**Table 12. Cost-Benefit Results**

Axleload (tonne)	27.5	30
Net Present Value over 25 years (\$M)	19.5	-306
Ratio of Net Present Value and Present Value of the Investment	1.07	-0.78
Present Value of Investment (\$M)	18.2	393
Internal Rate of Return	4.2%	
Break Even After (year)	1	

Table 12 shows the business case for increasing axleload to 27.5 tonne is marginal. Although the net present value is positive it is only slightly higher than the present value of the investment. The internal rate of return is small and could be achieved by investing the money elsewhere. The break-even period is short, so the initial investment pays back very quickly.

Table 12 shows there is no value in increasing the axleload to 30 tonne. The investment required to replace the fleet of wagons would never be recovered.

The results of cost-benefit analyses are rarely taken at face value. Sensitivity studies are usually performed to check the effect of key assumptions on the results. The analysis needs to be repeated when circumstances alter. For example, doubling the cost of fuel would have a significant effect on the results.

### 3. TECHNICAL DETAIL

The following sub-sections follow an order from the wagon down through the wheels, into the rail, then through to the ballast and substructure.

#### 3.1 Ore Wagons and Bogies

Chapter 11 of the AAR Manual of Standards and Recommended Practices details the minimum requirements for wagons in interchange service in North America (AAR, 2007b). All new designs of wagons should be shown by analysis and test to satisfy these requirements. Limits are placed on:

- Hunting speed and lateral accelerations
- Ratio of lateral to vertical wheel-rail forces
- Rolling resistance
- Minimum vertical wheel load
- Vertical accelerations

Test tracks with the perturbations specified in Chapter 11 have been constructed at the TTC in Pueblo, Colorado. These are used to test and certify new designs of wagons. Tests are generally not performed when the rail is wet since wagon performance is usually worse when the coefficient of friction between the wheel and rail is high.

M976 is a relatively new requirement for heavy axleload bogies (32.4 tonne or higher) (AAR, 2007b). It gives details of acceptance tests in which the new bogie is installed under a variety of standard wagons. The wagons and wheel profiles are chosen to give poor performance under particular test conditions.

S2043 is a standard for wagons used to transport hazardous materials (AAR, 2007b).

A cross industry team performed a parametric study of existing bulk commodity freight wagon designs (Chapman et al. 2003). The parameters studied included wagon length, height, axleload, hopper design, articulation and draw bar connection. Table 13 shows the optimal wagon designs identified for different types of operation.



**Table 13. Optimal Wagon Designs for Different Operations**

Operation	Wagon Design
Long distance, high volume	High and wide gondola
Existing rotary dump with short distance and low volume	Conventional 35.7 tonne axleload, 16.2 m gondola
Mid-distance, mid-volume	Articulated 35.7 tonne axleload, long door, manual discharge hopper
Low distance, low volume	High and wide 32.4 tonne axleload, longitudinal door, automatic discharge hopper

In general, it was found that the high capital cost of rotary dumpers was only justified for high volume operations. Similarly, the cost of modifying existing dumpers for larger wagons is generally not justified for low volume operations.

The articulated hopper has more capacity than the high and wide gondola, and it does not require expensive dumpers. The high and wide hopper with automatic discharge is likely to be the most cost-effective when unloading costs are a significant part of total operational costs.

The weather conditions in which the wagons operate have a bearing on the type of wagons that are used. Iron ore can freeze in cold and wet conditions, and be difficult to discharge from hoppers. Iron ore that has been pelletized is less likely to freeze, and this is often the solution at mines in cold climates.

Stainless steel and aluminum wagon bodies are used to prevent corrosion when transporting coal. These may not be suitable for transporting iron ore if there is a reaction between dissimilar metals.

In general, designers aim to achieve the lowest possible center of gravity for wagons. A low center of gravity is more stable in curves. It also tends to give a high natural frequency in the roll mode, which is less likely to be excited than a low natural frequency.

Richmond (2006) gives guidelines for optimizing the weight and volume of wagons given the maximum axleload and loading gauge. The guidelines are based on the principle that the maximum axleload should be reached when the wagon holds the maximum volume of material.

The three pieces of the traditional bogie used in North American heavy haul service are the bolster and two sideframes. This design has inherently low warp stiffness. A turning moment is required to rotate the bogie under the wagon body. These two parameters – warp stiffness and turning moment – have a significant effect on the performance of the wagon, as shown in Figure 6 (Pasta, Tournay & Urban, 2004).



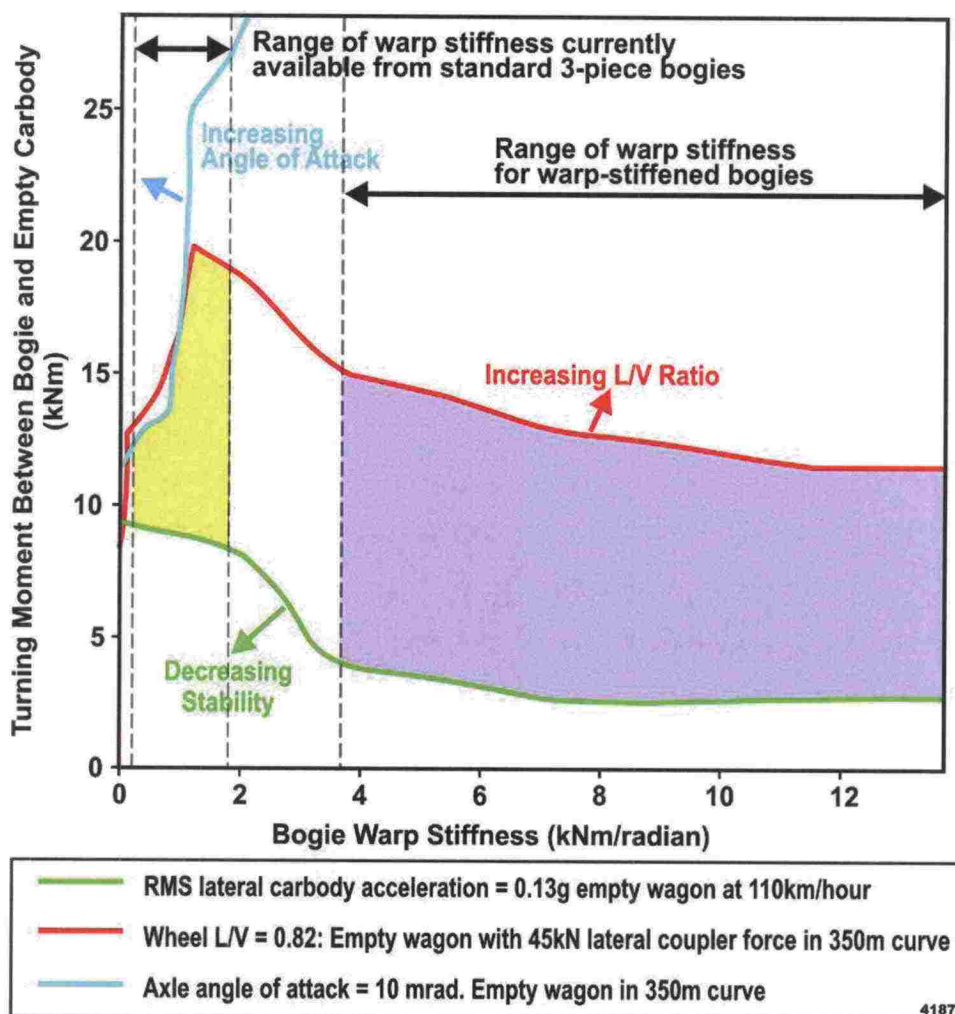


Figure 6. Performance Envelope for 3-piece Bogies

Figure 6 shows three regions of poor performance:

- Low turning moment - The empty wagon is likely to be unstable at high speeds when the turning moment is low. Instability can arise even with a moderate turning moment if the warp stiffness is low.
- High turning moment and low warp stiffness - The bogie warps in curves and the axles develop a large angle-of-attack to the rail. This gives rise to large lateral creep forces and increases rail surface damage.
- High turning moment and high warp stiffness - Increased ratio of lateral to vertical wheel-rail forces and increased likelihood of derailment in curves.

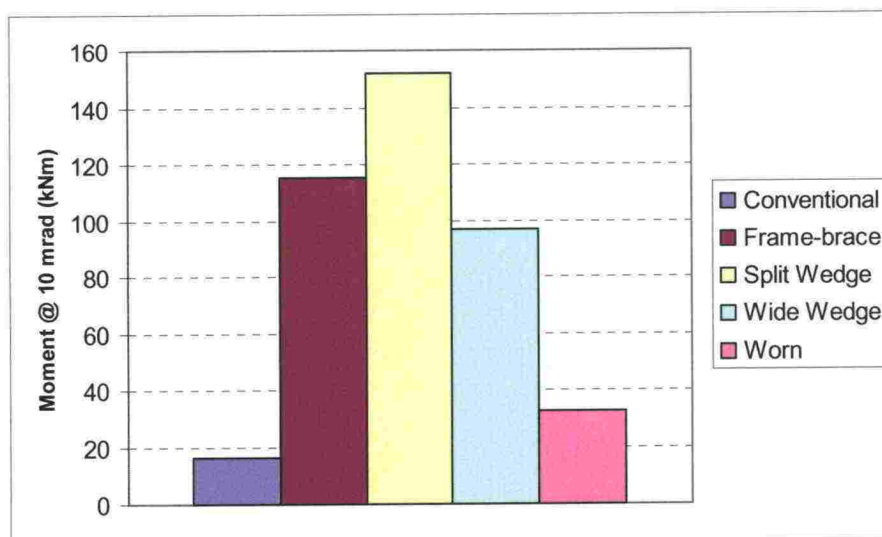
Thus, the optimum performance is obtained by maintaining turning moment in the range 4 to 12 kNm and maximizing warp stiffness.

Turning moment can be reduced by lubricating the center bowl or by using center bowl liners (Tournay, Lang & Chapman, 2007). It can be controlled with different designs of side bearings. The conventional side bearing has rollers, and the gap between the rollers and the wagon bolster must be closely controlled to avoid

poor wagon performance. Track tests and modeling have shown that long-travel, Constant Contact Side Bearings (CCSBs) give improved overall performance for short hopper wagons in terms of curving, roll control, vertical load equalization and high-speed stability (Iler & Walker, 2002). CCSBs are now mandatory for wagons in interchange service in North America.

There are two principal ways to increase the warp stiffness of 3-piece bogies. The first is to use friction wedges that give greater rotational stiffness between the sideframe and bolster. Wide wedges from American Steel Foundries and split wedges from Pennsy are examples. The second method is to link diagonally opposite corners of the bogie to prevent warping. Frame-brace by Standard Car Truck is an example. Tests have shown that these improved bogies give significantly better performance than conventional bogies (Urban, 1996).

One advantage of the modified friction wedges is they can be fitted without major alterations to the bogie. However, the increase in warp stiffness they give reduces as the wedges wear in service (Tunna, 2004). Figure 7 shows results from warp stiffness measurements on different types of bogie.



**Figure 7. Warp Stiffness Test Results – Empty Condition**

Figure 7 shows the improvement in warp stiffness from frame-bracing, split wedges and wide wedges compared to the conventional bogie. Since there are no moving parts in the frame-brace, the improved warp stiffness can be expected to last for the lifetime of the bogie. The worn results are from bogies with split wedges that had been in service for 800,000 km. The warp stiffness when worn is less than when new, but it is still higher than the conventional bogies when new.

Improved warp stiffness has been shown to give increased wheel life (Davis et al. 2001). Flange wear rate reduced to 50 percent of that with conventional bogies, and tread wear rate reduced to 80 percent. Similar improvements are observed for rail surface damage (LoPresti, Garcia & Hannafious, 1996). Weld repair of battered rail



ends was required after 28 MGT of traffic with conventional bogies, while no repairs were required after 100 MGT with improved suspension bogies. Gauge wear rate on the high rail of a 350 m radius curve was 50 percent less when the conventional bogies were replaced with improved suspension bogies.

Alternative designs to the 3-piece bogie have been developed and tested (Rownd & Iler, 2002; Klauser, Urban & Florom, 1996; Rownd, Urban & Iler, 1997). Some alternative designs use steering linkages to help align the axles radially in curves (Smith, 1986). Despite the exceptional performance of some of these designs the North American heavy haul freight wagon owners are reluctant to move away from the simplicity of the 3-piece bogie design.

### 3.2 Wheels

Both cast and wrought wheels are used by North American railroads. Wheels with straight and curved plates were once in common usage, but now only curved plate wheels are recommended for freight wagons. The change from straight to curved plate wheels resulted in a significant reduction in derailments caused by fractured wheels (Stone, Pellini & Harris, 1986).

The conventional material used for wheels is carbon steel with a pearlitic microstructure. All wheels in interchange service must be heat treated by rim-quenching and tempering. The different grades of wheel are designated Class L, A, B and C. Class C is the most common for freight wagons. Table 14 shows the carbon content and Brinell hardness for each class (AAR, 2007b). Until 1989, wheels that had not been heat treated (Class U) were allowed. These had carbon content between 0.65 and 0.80 percent and typical hardness of 243 HB.

**Table 14. Properties of Wheels in Interchange Service**

Wheel Class	L	A	B	C
Carbon Content by Weight (%)	0.47 max.	0.47-0.57	0.57-0.67	0.67-0.77
Brinell Hardness (HB)	197-277	255-321	277-341	321-363

Table 15 shows that as freight axleloads have increased, wheel diameters have also increased to avoid excessive contact stress between the wheel and the rail. The wheels with thicker rims shown in Table 15 can be re-profiled several times in their life.



Table 15. AAR Wheel Designs (AAR, 2007b)

Type	Diameter (mm)	Axleload (tonne)	Rim Thickness (mm)
E-28	711	23.3	38
J-33	838	25.0	32
M-33	838	25.0	51
H-36	914	32.4	38
J-36	914	32.4	51
K-36	914	32.4	64
B-38	965	35.7	38
C-38	965	35.7	51

Common wheel problems were identified by Stone et al. (1999). Shelling and spalling on the tread of the wheel results from surface initiated fatigue cracks. Compressive stresses in the rim of the wheel prevent the cracks from causing catastrophic failures, but large pieces of metal can be lost from the tread causing impact forces. The compressive circumferential residual stresses begin to be relieved when the wheel temperature reaches 300 degrees Centigrade (Stone & Cummings, 2008).

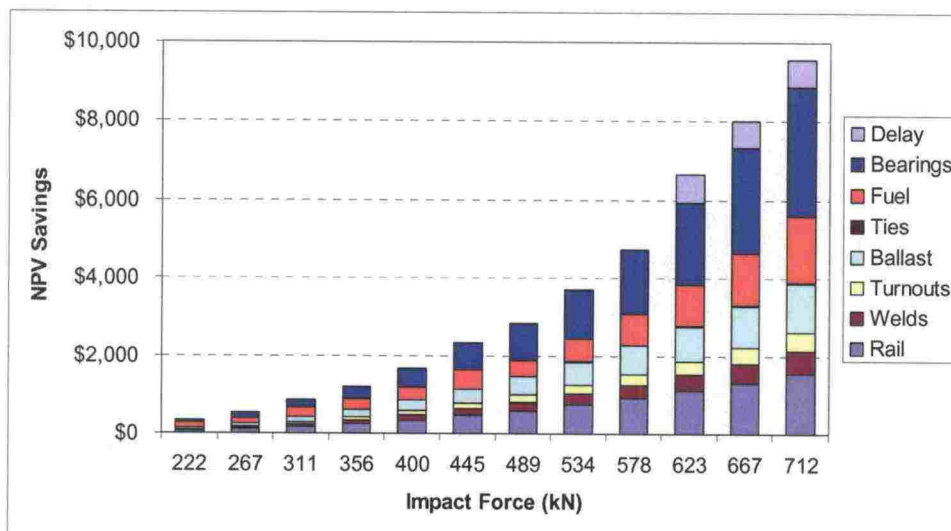
Shelling results from Rolling Contact Fatigue (RCF) caused by high tangential wheel-rail forces and creepages. The crack growth rate is increased when water (or other low viscosity liquid) is trapped inside the cracks (Kalousek, 2003). Shelling and RCF is usually widespread on the circumference of the wheel. Measured wheel-rail forces have been used to predict the accumulation of rolling contact fatigue damage on coal wagons (Cummings, 2008). The results showed that rolling contact fatigue damage is mainly generated in the loaded condition on 450 m radius curves or smaller. The predictions also showed the leading wheelset in a bogie was more likely to develop rolling contact fatigue.

Spalling usually occurs at one point on the circumference of the wheel. Spalls develop from martensite produced after heating and rapid cooling of part of the tread, which can occur when the wheel slides on the rail. Wheel slides are more likely to occur when the wagon is empty. The adoption of lightweight aluminum wagons led to an increase in spalled wheels.

An inspection of 163 wheelsets showed the North American wheel tread damage problem is approximately evenly split between shelling and spalling (Cummings & Lauro, 2008). However, wheels on unit coal trains are approximately ten times more likely to suffer from shelling than spalling. The wheelsets in this survey were removed from service after they had triggered alarms at wheel impact load detectors.

Wheel impact load detectors are used extensively in North America. The AAR has developed rules for removing high impact wheels from service. For impacts greater than 620 kN the train speed is reduced and the wheel is removed from service

at the earliest opportunity. For impacts greater than 400 kN and less than 620 kN the wheel is removed after the journey has been completed and the wagon is empty (AAR, 2007a). These limits were set following economic analysis that considered vehicle and track damage, fuel costs and train delays (Guins, 2005). Figure 8 shows the Net Present Value (NPV) of savings per wagon per 40,000 km of operation. This was compared with the cost of taking the wagon out of service and re-profiling the wheels to determine the intervention limits.



**Figure 8. NPV of Savings by Reducing Impact Force**

Wheel impacts have been found to be higher on the leading wheelsets of bogies (Cummings & Krupowicz, 2008). This result is consistent with the predictions made by Cummings (2008). It indicates that turning unit trains occasionally could give a more uniform distribution of RCF on the wheels in a wagon.

Canadian National Railway has found that impact rates are ten times higher in the winter months compared to the summer months (Klegg & Blevins, 1996). The same seasonal trend was observed in brake shoe wear, hot and burnt-off bearing, broken wheels and broken rails. Some high impact loads were caused by wheels on which metal flow had smoothed over the shelling giving no visual indication of a problem.

A statistical analysis of wheels on coal wagons showed the average wear life was 632,000 km (Guins, Pinney & Little, 2004). This reduced to 314,000 km when wheel failures due to braking problems were included. The life of wheels in standard 3-piece bogies was found to be 10 to 25 percent less than that of wheels in bogies with improved curving performance.

Wheel wear rates were monitored on coal wagons between 240,000 and 680,000 km of service operation (Davis, Reiff & Real, 2003). The loaded axleload of the wagons was 32.4 tonne. The tread wear rate was found to reduce as the time in service increased. At 240,000 km the tread wear rate was approximately 80 mm<sup>2</sup> per 100,000 km. At 450,000 km it had reduced to approximately 50 mm<sup>2</sup> per 100,000 km, where it remained for the rest of the monitoring period.



A survey of 6,500 North American wheel profiles showed that 6 percent were more than 3 mm hollow and 2 percent were more than 4 mm hollow (Sawley & Clark, 1999). An economic analysis led to the initial recommendation of a 3 mm limit on wheel hollowness. The limit adopted for interchange rules was 4 mm to reduce the number of wheels that would be removed from service to a practical level (Tournay, Wu & Guins, 2004). Over time, the new rule should reduce the number of very hollow wheels in the system. The maximum allowable hollowness may then be reduced to 3 mm.

### 3.3 Wheel and Rail Profiles

The recommended wheel profile for freight wagons in interchange service is the AAR1B profile. This profile was introduced in 1990 after extensive modeling and testing (Leary, 1988). The previous profile was the AAR 1:20, which had a 1:20 taper from the flange root to the rim. The AAR1B profile has a 37.5 mm radius between the tape line and the flange that matched the typical worn wheel and rail profiles of the time. Figure 9 compares the AAR1B and AAR 1:20 wheel profiles.

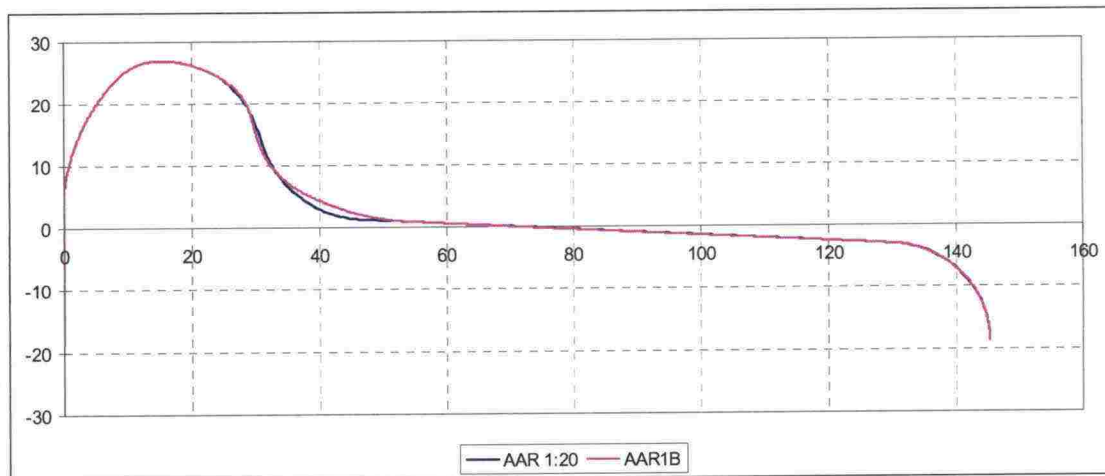


Figure 9. AAR1B and AAR 1:20 Wheel Profiles

The AAR 1:20 profile produced two points of contact on the high rail in curves when it was new. This generated high contact stresses and creepages, which caused the profile to quickly wear to a stable shape conformal to the rail profile. The intention of the AAR1B profile was to avoid this initial wearing in stage and reduce the wear on the rails.

The AAR 1:20 profile did not have a specified flange angle. The flange angle when new could vary between 65 and 70 degrees. The AAR1B profile has a conical section on the flange with an angle of 75 degrees.

Wide and narrow flange versions of both the AAR 1:20 and AAR1B profiles are specified. The shape of the flange root of the AAR 1:20 profile was different in the two versions. The AAR1B profile has the same shape flange root in the wide and narrow flange width versions.



The AAR1B profile has a higher conicity than a new AAR 1:20 profile. Tests showed that, as expected, this gave a lower hunting speed (Leary, 1988). However, it was argued that the AAR 1:20 only had a high hunting speed when new, and it soon wore to a shape with a similar hunting speed to the AAR1B.

The new AAR1B profile was tested in revenue service on a train that also had a wagon with AAR 1:20 profiles (Leary & Gudiness, 1992). The difference in wear rate between the two profiles was found to vary with the type of wagon. In general, the AAR1B profile was calculated to give a 30 percent increase in wheel wear life. Benefits for rail life, fuel consumption and flange-climb derailments were also estimated.

Since it has been 20 years since the AAR1B profile was developed it is currently being reviewed (Wu, Madrill & Kalay, 2006). Over that period of time there have been changes in rolling stock, rail types and maintenance, and operating conditions. The review found that a new AAR1B profile would often make 2-point contact on the high rail in curves. A new wheel profile has been developed that generally produces conformal contact. Tests have shown that it reduces lateral wheel-rail forces and wheel wear rates. Further revenue service tests are planned.

In addition to the tapered wheel profiles, a cylindrical profile is also accepted and is sometimes used on locomotives. The cylindrical tread has a 1:20 taper at the rim to delay its tendency to become hollow.

Rail is available in a range of sections. Traditionally, each steel mill produced different rail sections. AREMA provides drawings of the common rail sections (AREMA, 2007). Table 16 shows the breakdown of rail installed in the US by weight in 2007 (AAR, 2008a).

**Table 16. Weight of Rail in Place (AAR, 2008)**

Weight of Rail (kg/m)	Kilometers	Percent of Total
75 and over	414	0.2
70 to 74	13,704	7.8
65 to 69	107,462	60.8
60 to 64	6,140	3.5
55 to 59	39,067	22.1
50 to 54	4,730	2.7
45 to 49	3,689	2.1
0 to 44	1,566	0.9
Total	176,772	100.0

The crown radius of new rail is typically 254, 305 or 356 mm (8, 10, 12 or 14 inches). The shoulders of new rail have radii of 32 mm (1¼ inches). The radius of the gauge corner varies between 9.5 and 14.25 mm (3/8 and 9/16 inches).

There is no industry standard for the acceptable limits of rail wear. Instead, each railroad sets its own limits. Most railroads use a combination of vertical and lateral wear to determine if a rail needs to be replaced. Although the limits may vary, the maximum allowable bending stresses at the top and bottom of the rail are similar (Sawley & Pasta, 2002).

The choice of rail profile after grinding is also left to individual railroads. Post-grind profiles are usually determined by modeling wheel-rail interaction to optimize contact stress, wear, curving and stability. A single railroad may use several post-grind profiles, each designed to suit a different location on the network.

It is common practice for North American freight railroads to grind the field side of the low rail in curves to avoid contact with the false flange on hollow wheels (Stone et al. 1999). A crown radius on the low rail between 180 and 250 mm (7 to 10 inches) is sought. Less grinding on the field side of the low rail may be necessary in future when the new rule for hollow wheels takes effect.

There are different opinions on the best post-grind profile for the high rail in curves. One theory says that the gauge corner of the high rail should be removed to avoid contact at the point where rolling contact fatigue cracks are produced. This produces two points of contact: one on the gauge face and the other on the shoulder of the high rail. Two point contact can increase curving forces and cause severe gauge face wear. The other theory says that conformal contact should be produced since it reduces curving forces and contact stresses. The emerging consensus is that weak two point contact, in which the contact points are close together, is the best approach since it only has a small effect on curving forces and soon wears to a conformal shape.

New rail with a 200 mm (8 inch) crown radius is produced to meet the demands of railroads that have a similar radius in their post-grind rail profile. Starting with new rail that has this shape reduces the amount of material removed the first time the rail is ground.

### 3.4 Lubrication and Friction Management

Recommended practices for wheel-rail friction control are provided by AREMA (AREMA, 2007). A distinction is drawn between gauge face lubrication and top of rail friction control. The overall recommended coefficients of friction ( $\mu$ ) are:

- Gauge face on curves:  $\mu < 0.2$
- Top of rail (curves and tangent):  $0.3 \leq \mu \leq 0.4$
- Maximum difference between top of left and right rail:  $\mu = 0.1$

Lubrication of the gauge face of the high rail in curves has been common on North American railroads since the 1930s. Research and testing has been performed to evaluate lubricants (Steele, 1987). The performance characteristics that are important are:



- Retentivity – the number of wheel passes before the effect of the lubricant is significantly diminished
- Spreadability – how well the lubricant spreads along the rail from its point of application
- Flowability – how much of the lubricant migrates to the top of the rail near the point of application

Wayside lubricators are commonly used in curves for the primary purpose of reducing gauge face and wheel flange wear. Wayside lubricators have been improved with electronic control of sensors and pumps that achieve a more uniform level of activation regardless of temperature and train speed. Improved designs of applicator bars have been developed that reduce the amount of waste and fling-off of grease.

On-board applicators became more popular when North American railroads began to appreciate the fuel savings that also come from correct lubrication. Originally, the applicator was mounted on the locomotive, but unless it was correctly adjusted lubricant would migrate to the wheel tread and cause slip under traction. On-board applicators were developed that were located behind the locomotives. The intention was to apply sufficient lubricant to affect the last wagon in the train, but not so much to affect the locomotives of the following train (Reiff & Gage, 1999).

On-board applicators offer the possibility of controlling the coefficient of friction on the top of the rail as well as on the flange of the wheel. Since the aim on the top of the rail is to achieve a coefficient of friction in a defined band the term 'friction modifier' is used instead of lubricant. Significant fuel savings can be achieved by reducing the friction levels in tangent track. Modeling results show that rolling resistance of a loaded freight wagon can be reduced by 50 percent on both tangent and curved track (Reiff, Gage & Pasta, 1999). Reducing the coefficient of friction in tangent track has also been shown to raise the speed at which hunting begins (Toma, Cummings & Reiff, 2002).

Experience has shown that large differences between the coefficients of friction on opposite rails are undesirable. Dry conditions on one rail and lubricated conditions on the other cause an imbalance in longitudinal creep forces and give the wheelset an angle-of-attack. This generates large lateral creep forces on the dry rail, which may cause the rail to roll over or result in flange climbing derailments. This is the reason for the AREMA guideline for a maximum difference in coefficient between the tops of opposite rails.

A 30 km long wayside top of rail friction control test site was established at the Eastern Mega Site in 2004 (Reiff, Conn & Li, 2006). It includes curves in the range 175 to 300 m radius. The results showed that lateral forces were reduced by 30 percent when the wayside applicators were working properly. However, if they were not properly maintained and adjusted, significant differences in coefficient of friction between the two rails could be produced.



A second top of rail friction control test site was established in 2006 at a location with curves in the range 300 to 450 m radius (Reiff, 2008). Rail wear was compared to historical rates when the curves only had gauge face lubrication. Vertical rail wear rates were found to reduce with top of rail friction control, and it was concluded that minimum wear rates can be achieved with an optimized combination of gauge face and top of rail friction control.

Tribometers are commonly used to measure the coefficient of friction on the surface of the rail. They are used routinely to check lubricators are being effective, to monitor seasonal surface condition changes and to help with derailment investigations.

Hand operated and high speed tribometers are available (Harrison, McCanney & Cotter, 2002). The high speed tribometer is usually propelled by a road-rail vehicle and can measure up to 48 km/hour. Two designs of high speed tribometer have been evaluated by TTCI. Both show that coefficient of friction data can be gathered efficiently for use in friction management (Reiff, Cooke & Gage, 1997; Reiff & Cooke, 1997).

### 3.5 Rails and Welds

Rail is conventionally made from carbon steel with a pearlitic microstructure. Early rail was not heat treated and had hardness around 230 HB. Fully heat treated rail became available in the mid 1960s. This had a higher hardness, but it was expensive to produce. There was a period in the late 1960s and early 1970s when the wear resistance of rail was increased using various alloys. In 1983 a serious derailment was caused near Marshall, Texas due to a broken weld between an alloyed and a standard rail. This halted the use of alloyed rails and led to the improvements in heat treatment. Head-hardened rail is now available in a range of hardness up to 380 HB.

Steel rail with a bainitic microstructure has been developed by the AAR and tested at FAST. Head-hardened rails with hardness ranging from 341 to 378 HB were also tested. The test results showed the high hardness bainitic rail had a higher wear rate than the head hardened rails that were tested (Sawley & Jimenez, 2000). Service trials produced a different result (Kirstan, 2002). The wear rates of the bainitic and head hardened (350 BN) rail installed on the high rail in a curve were found to be similar, while the bainitic rail had a significantly lower wear rate on the low rail. In addition, the surface condition of the bainitic rail was better than the head-hardened rail after 100 million gross tonnes of heavy axleload traffic.

A further series of tests was began at FAST in October 2001 (Kirstan, 2004). The latest head-hardened rails from several manufacturers were tested. Average hardness had increased from 365 HB in the earlier tests to 395 HB. The increase in hardness was found to give a 12.5 percent reduction in wear rate. In July 2005 the latest rail performance test began at FAST. The most modern premium rails from several manufacturers are being tested. The average hardness of these rails is 410

HB. Interim results, after 229 million gross tonnes of traffic, show a further reduction in wear rate (Robles, 2007).

Tests to evaluate premium rail performance were started at the Eastern and Western Mega Sites in 2004. Seven types of premium rail from six suppliers are being tested. The range of hardness of these rails was 360 to 385 HB. After 118 MGT the surface hardness of all rails had increased above 400 HB. After 250 MGT all the rails were performing well with little wear and minor surface damage in the form of fatigue cracks and corrugations (Li & Clark, 2007). Eight types of premium rail from four manufacturers are being tested at the Eastern Mega Site. After 67 MGT all the rails are performing well and show little wear (Li & McDaniel, 2007).

The rail manufacturing process has improved in parallel with increases in head hardness. Today's rail from US suppliers is continuously cast, vacuum de-gassed and ultra-sonically tested before it leaves the steel mill. As a result, rail failures from internal defects have reduced and rail life has increased. Typical rail lives for Class I railroads are 1,340 MGT in tangent track, reducing to 300 MGT for small radius curves (Stone et al. 1999). The principal reason for rail renewal is no longer defects but wear or some form of surface damage.

Rail is typically joined by electric flash-butt welds into long strings in the workshop and installed on site with alumino-thermic welds. Mobile equipment is also available for making electric flash-butt welds on site. All three types of weld are used at FAST. Table 17 shows some weld failure statistics from FAST (Brave, Hannafious & Steel, 1991).

**Table 17. Weld Failure Statistics from FAST**

	Alumino-termic	Electric Flash-butt
Failures after 59 MGT with 29.8 tonne axleloads	High Rail: 29% Low Rail: none	High Rail: 3% Low Rail: 2 to 8%
Failures after 74 MGT with 35.7 tonne axleloads	High Rail: 67% Low Rail: 13%	High Rail: 5% Low Rail: 4 to 9%

The effect of increasing axleload from 29.8 to 35.7 tonne was to increase the failure rate for alumino-thermic welds by 130 percent after 59 MGT. The same increase raised the failure rate of electric flash-butt welds in the high rail by 67 percent.

A survey of revenue service alumino-thermic weld failures showed that 40 percent were caused by slag inclusions or gas entrapment (porosity) at the fillet between the web and the base of the rail. Other significant failure modes were fatigue initiating from weld metal run-out between the rail and the mold (32 percent), and hot tears (15 percent) (Kristan, 2000). The investigation showed that 91 percent of the failures could have been prevented by correct or improved installation practices.



One particular installation practice was studied by deliberately installing alumino-thermic welds at FAST with vertical offsets of 5 mm between the bases of the two rails (Kristan, 2003). After 236 MGT of traffic with 35.7 tonne axleload 60 percent of the welds with offsets had failed. The failure rate in the conventional alumino-thermic welds during the same period was 12 percent.

One test group of offset welds had the molds modified with refractory paste to minimize flashing. The failure rate after 236 MGT for the modified and unmodified welds was the same. However, the average life of the welds with reduced flashing was 112 MGT compared to 67 MGT for the unmodified welds.

Several years of research and testing led to the following recommendations for improving alumino-thermic weld performance (Kristan, 2004):

- Modify the weld collar geometry to reduce stress concentrations.
- Increase the collar width to allow a wider rail gap (increased from 25 to 32 mm). This reduces the criticality of preheat by increasing the superheated weld portion.
- Minimize the vertical offset at the base to reduce stress concentrations.
- Use superior refractory material for the mold and washes to provide a smooth surface finish and to inhibit gases being produced when the mold melts.

Improvements such as these have led to a general reduction in alumino-failures at FAST (Gutscher, 2007). Results also show alumino-thermic failures rates from two alternative suppliers are very similar.

Wide gap alumino-thermic welds allow a broken weld (and some other rail defects) to be replaced with a single weld instead of inserting a short length of rail with a weld at each end. The rail end separation in the wide gap is 68 mm compared to 25 mm for the conventional alumino-thermic weld. Laboratory testing of wide gap welds showed they had similar mechanical properties to conventional alumino-thermic welds (Sun & Sawley, 1998). Fatigue test results also showed the wide gap weld performed at least as well as the conventional alumino-thermic weld (Sun & Sawley, 2000).

Twenty five wide gap alumino-thermic welds were installed in FAST (Kristan, 2002). Seven developed cracks and were found to have lower hardness than the wide gap welds tested in the laboratory. Wide gap welds are currently being tested at the Eastern Mega Site.

Ten gas pressure welds were installed in FAST in 2006 (Gutscher, 2008). They had longer fatigue lives than the conventional alumino-thermic welds. The first four failures occurred at 135, 150, 175 and 196 MGT. Three of the gas pressure welds required maintenance after 76 MGT due to batter. The manufacturer is improving the heat treatment to achieve hardness similar to the parent rail.



### 3.6 Insulated Rail Joints

North American railroads use both non-bonded and bonded Insulated Rail Joints (IRJs). The non-bonded IRJs use joint bars that are encapsulated with proprietary insulating material. These joints worked well with 29.8 tonne axleloads when the rail was mostly jointed and longitudinal forces were not an issue. However, with the advent of continuously welded rail, longitudinal forces became important. The year round temperature variation in parts of North America is more than 55 degrees Centigrade. Longitudinal forces of 1,300 kN due to thermal changes have been measured. In this load environment, non-bonded IRJs started to fail. The rate of non-bonded IRJ failures increased further when axleloads increased to 32.4 tonne.

The solution to these problems was to change to bonded IRJs. The bonded IRJ uses an insulator impregnated with adhesive to give a strong connection between the joint bars and the rail. When new, bonded IRJs withstand the 2,900 kN compressive test load recommended by AREMA (2007).

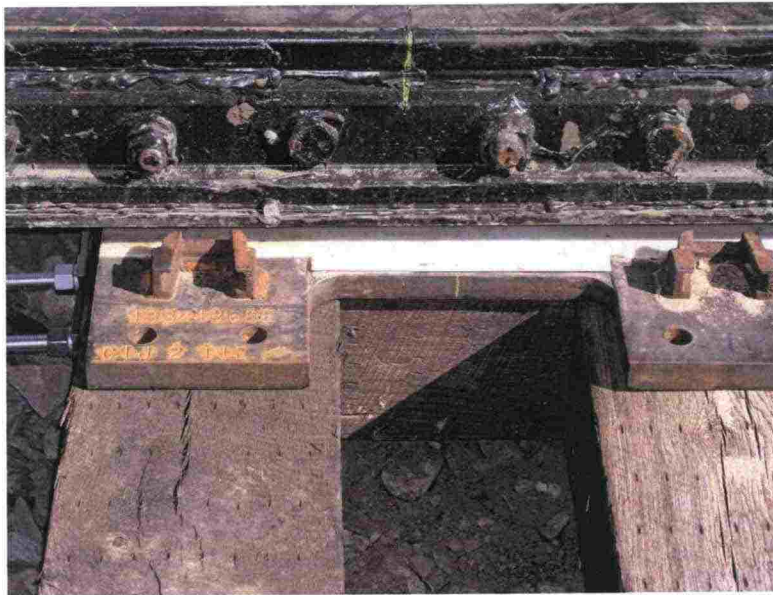
The average life of bonded IRJs in heavy haul mainlines is 150 to 300 MGT. This is considerably shorter than any other track component, except high angle crossing diamond frogs (Davis, Guillen & Collard, 2006; Moyer & Cruse, 1982). Considering that rail life is 1,000 to 2,000 MGT, it can be seen each IRJ needs to be replaced 6 to 10 times in the life of the rail. This service life is too short for railroads with high annual tonnage. IRJ failures are more common during winter and spring when tensile thermal forces are high.

In addition to thermal forces, wheel impacts, fatigue induced joint bar fractures and poor adhesives were also responsible for early failures of IRJs under 32.4 tonne axleloads. TTCI worked with suppliers, railroads, and research laboratories to analyze each failure cause. One result was the suggestion that long angle cut IRJs be used instead of butt jointed conventional IRJs (Davis & Akhtar, 2007). This type of joint reduces the impacts to a level similar to that on plain rail. Three adhesive layers are used to give a stronger joint than conventional IRJs.

Impact loads can also be reduced by improving the support of the IRJ. Several support systems have been tested on North American railroads. These included multiple base plates and different sleeper configurations. Figure 10 shows different support conditions that have been tested.



**a) Multi-sleeper Support Plate**



**b) Longitudinal Sleeper Support**





c) Multi-sleeper Support

**Figure 10. Insulated Rail Joint Support Systems**

Traditionally, bolts are insulated from rail, and not from joint bars. The bolts in modern designs are also insulated from the joint bars. This provides additional protection against short circuits.

It was also found through modeling that adhesives are generally subjected to very high stresses, in some cases more than the design stress (Davis & Akhtar, 2006). Experiments showed that some adhesives lose shear strength rapidly when subjected to raised temperatures. Further analysis showed that proper surface treatment of rail can significantly increase the bond between the rail and joint bar.

Improved IRJs are being tested in revenue service. They have experienced 500 MGT without failure. The average life is expected to be significantly higher than the 150 to 300 MGT achieved with earlier designs (Akhtar & Davis, 2008).

### 3.7 Switches and Crossings

A review of switch and crossing design practices was published by the AAR in 2002 (Davis et al. 1991). It described the improvements made since the introduction of wagons with 29.8 tonne axleloads. These improvements resulted in longer component lives (up to 100 percent) and a reduction in maintenance requirements.

Switch geometry is an area where developments have been made. AREMA (2001) has published drawings of alternative switch geometries. Table 18 summarizes the features of each design.

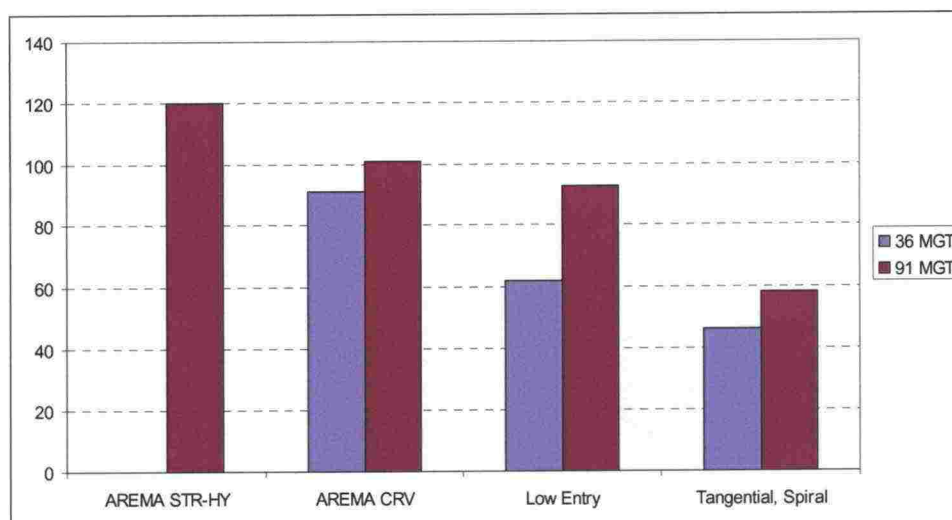
**Table 18. Switch and Crossing Geometry Usage and Performance**

Design Type	North American Usage	Entry Angle	Lead Length	Dynamic Performance	Diverging Point Life
-------------	----------------------	-------------	-------------	---------------------	----------------------



AREMA Straight Switch	Common for Nos. 8 thru 14	Largest	Shortest	Good	Good
AREMA Curved Switch	Common for Nos. 14 thru 24	Large	Short	Better	Better
Tangent	Limited use	Small	Long	Very Good	Short
AAR Hybrid Straight-curved	Limited use in passenger service	Medium	Short	Very Good	Short
Clothoid (spiral)	Limited use in passenger service	Small	Long	Best	Unknown
Double Clothoid	Limited use in passenger service	Small	Longest	Best	Unknown

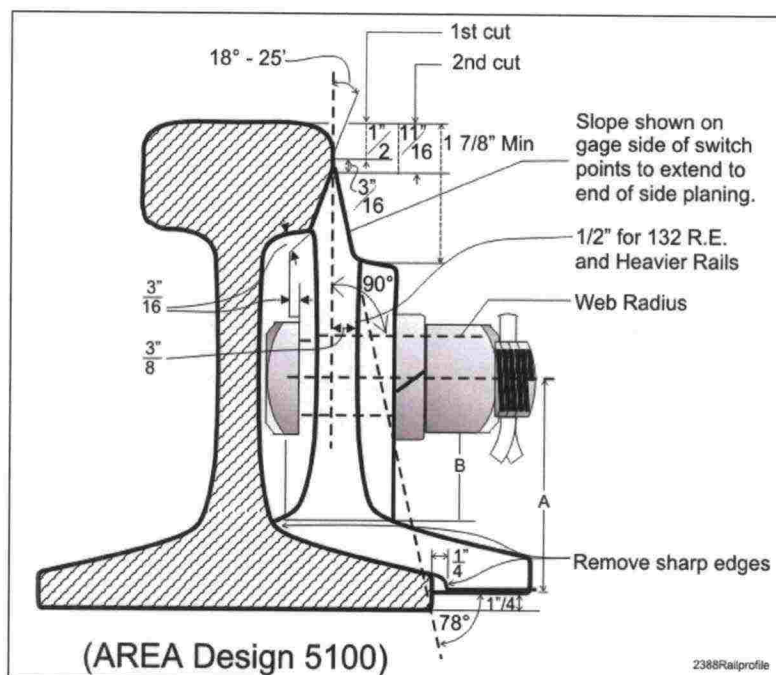
A switch with tangential, spiral geometry has been tested at FAST (Davis et al. 2007). It has an entry angle of 0.11 degrees (the entry angle of the AREMA secant geometry switch is 0.46 degrees). Figure 11 shows the measured lateral forces of the different switches tested at FAST after two tonnages (the value for the AREMA STR-HY design at 36 MGT is not available). The new tangential, spiral entry switch produces lower lateral forces and has a longer life than the other designs. The only disadvantage of the new design was large longitudinal movement of the point of the switch.



**Figure 11. Measured Maximum Lateral Forces for Switches at FAST**

In addition to improving the geometry through the switch, attention is also given to strengthening the track in front of the switch point. Many railroads use gauge plates and larger than normal sleepers for five meters in front of the switch point.

The predominant switch point cross-section used in heavy haul service is the AREMA 5100 undercut design shown in Figure 12. The AREMA 4000 design is used in low speed and most yard switches.

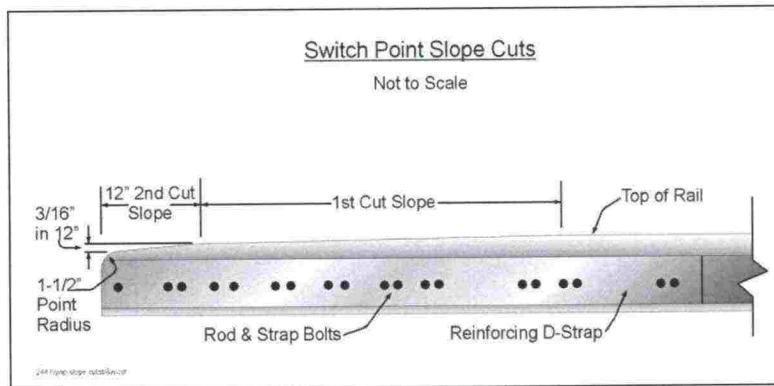


**Figure 12. Typical AREMA Detail 5100 Switch Point**

The undercut in the AREMA 5100 design was introduced to reduce chipping and breaking of the switch point in heavy haul service. Fatigue damage was found to occur when metal flow on the stock rail caused high stresses on the switch rail when the point closed. The undercut switch point has a thicker section and contacts the stock rail below the location of metal flow on the stock rail.

Austenitic manganese steel tips have been tried on switch rails. These are intended to deform rather than break under load. Their use has decreased recently due to the initially soft tip requiring additional maintenance and chips still occurring in the switch rail beyond the tip.

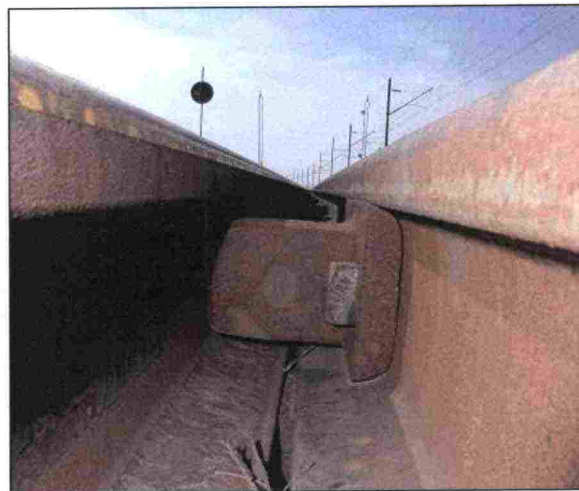
Figure 13 shows the slopes that are cut in the top of switch point. The length and depth of the cuts varies between railroads. Most use a first cut that is 19 mm deep, with a length that depends on the switch number. A 5 or 6 mm depth and 305 mm length are typical for second cuts. One railroad uses 6 mm over 1.5 m for the second cut, which has been found to be effective in reducing point chipping.



**Figure 13. Profile View of Point Slope First and Second Cuts**

Switch point risers are used in heavy haul operations. These raise the switch rail above the stock rail in the transfer zone and avoid false flanges on wheels contacting the stock rail. A 1999 survey of wheel profiles showed that approximately 1 percent had 6 mm or more of tread hollowing (Sawley & Parker, 1998). Thus, switch point riser height is typically in the range 6 to 10 mm. A theoretical study using TTCI's NUCARS®\* vehicle modeling software showed that a 10 mm riser height increases the vertical dynamic load by 10 percent at 64 km/hour (Singh & Davis, 1998).

Figure 14 shows the floating heel block used by heavy haul railroads. This allows longitudinal movement between the switch point and stock rail, and keeps the switch in alignment over a wide temperature range. A further advantage of the floating heel block is it allows the switch point to be welded to the closure rail without disturbing the stock rail.



**Figure 14. Floating Heel Block**

\* NUCARS® is a registered trademark of the Transportation Technology Center, Inc.



Three types of crossings are used in heavy haul service: Rail Bound Manganese (RBM), moveable wing and moveable point crossings. The higher initial cost of the moveable point design is justified where traffic volume exceeds 125 MGT per year. Modern RBM crossings are cost-effective where traffic volume is less than 75 MGT/year (Davis et al. 2007).

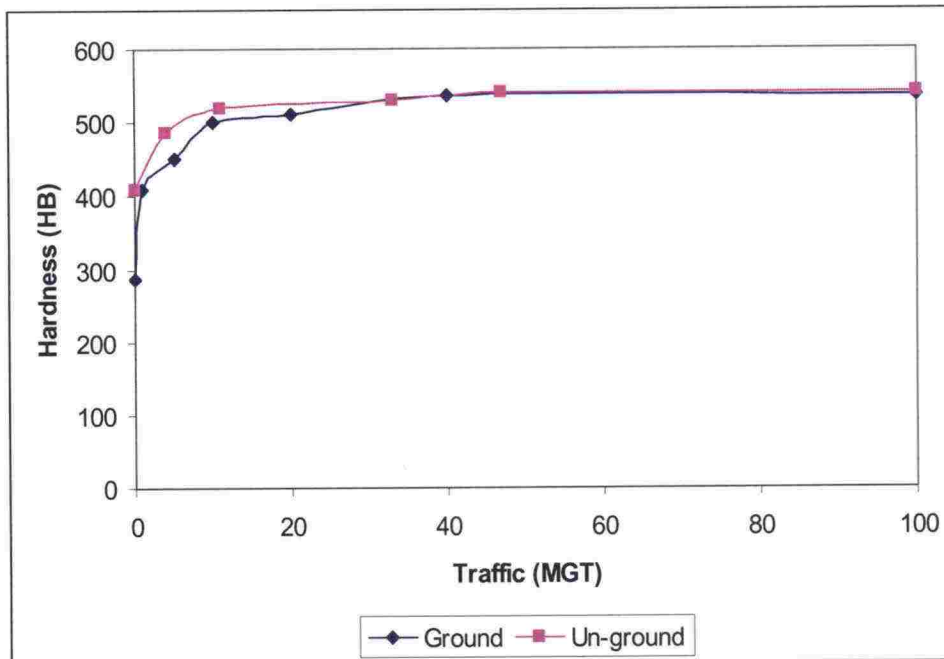
Heavy point crossings, where the crossing extends into the gauge line of both routes, have increased the life of crossings in heavy haul service. The point of the crossing is 4.5 mm lower than the adjacent running surfaces. It is brought to the full height over a distance of 250 to 500 mm.

A new design of crossing has been developed with the following improvements to the running surface profiles (Sasaoka, Davis & Guillen, 2003):

- Depressed point to accommodate cone shaped wheels. The point of the crossing is lower than the wing rails.
- Point riser to accommodate wheels with hollow treads. This allows the point to raise false flanges above the wing rail at the relevant location.
- Wing risers to minimize wheel elevation changes. As the flangeway widens the wing elevation must increase to accommodate the conicity of the wheel.
- Conformal running surface cross-section profiles. These are designed to reduce contact stresses. The radius of the gauge corner has been increased from 9.5 to 14.3 mm.

Crossings with combinations of these new features were manufactured and tested first at FAST and then in revenue service. The conformal running surface alone was found to reduce profile maintenance by 50 percent over the first 91 MGT of testing. Local track maintenance teams have noted less deformation of the point of the crossing in revenue service compared to conventional designs.

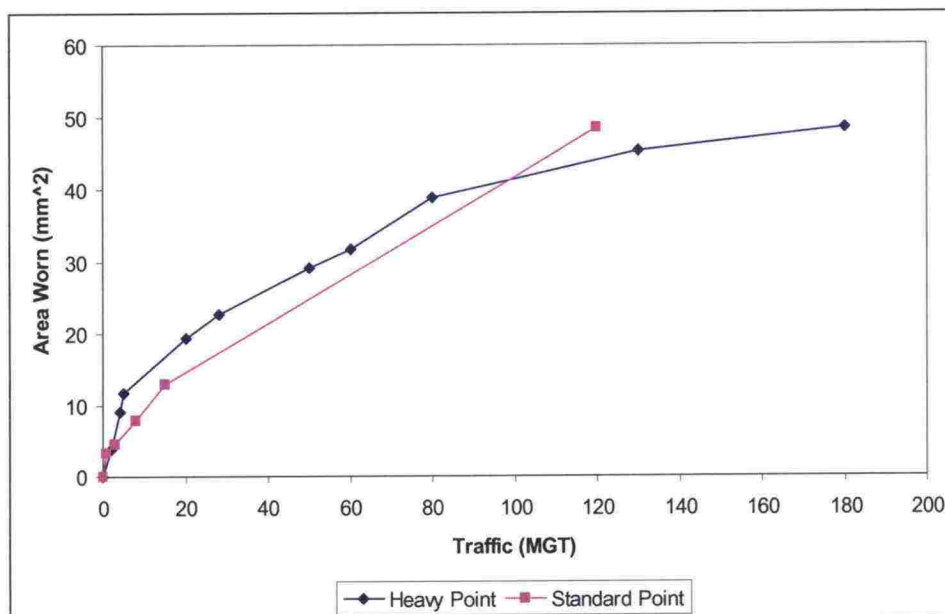
TTCI performed a test with AMS crossings that had been treated with Explosive Depth Hardening (EDH) (Davis et al. 2007). This raised the surface hardness of the crossings to 408 HB. One crossing was then ground to remove the hardened surface layer. Its surface hardness after grinding was 277 HB. The crossings were installed at the ends of the loop at FAST. Figure 15 shows how the surface hardness changed with traffic. Each crossing experienced equal numbers of facing, trailing, through and diverging moves.



**Figure 15. Surface Hardness of FAST Test Crossings**

After 1 MGT the surface hardness of the initially soft crossing had increased to 400 HB. After 40 MGT the surfaces of both crossings had hardened to the same value of approximately 520 HB.

Figure 16 shows the variation of wear on the point of the crossings with traffic. The wear rate of the initially hard crossing is the greatest for the first 20 MGT or so of traffic. This is thought to be due to the harder surface taking longer to reach a shape that is conformal with the wheels. The total wear on the initially soft crossing exceeds that of the initially hard crossing after 100 MGT.

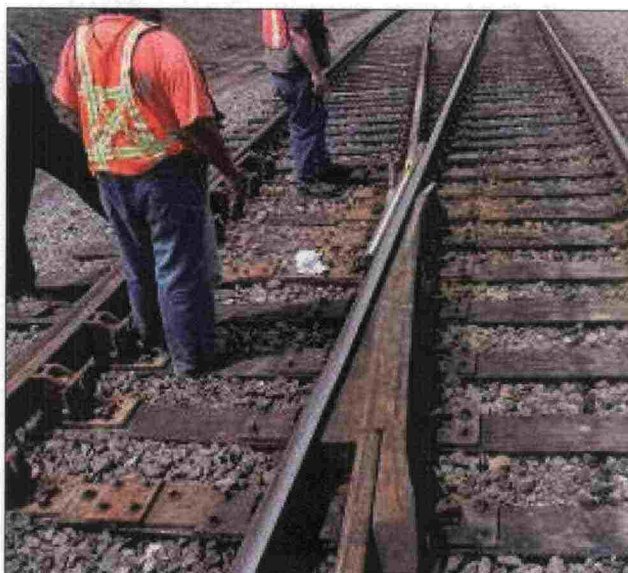


**Figure 16. Wear of FAST Test Crossings**

The immediate benefits of EDH were found to be a reduction in profile maintenance required. This reduction was estimated to be 26 percent over the lifetime of the crossing. The initially harder crossing required a casting weld repair to build up the point after 436 MGT. The same repair was expected to be required on the initially soft crossing after approximately 350 MGT. Another benefit of the EDH process is it exposes surface defects before the casting is installed.

A flange-bearing frog in a 90 degree crossing diamond gave good performance at FAST (Davis, Guillen & LoPresti, 1999). It outlived all eight previously tested tread-bearing diamonds. A life of 1,000 MGT before 6 mm of wear in the flangeway was anticipated. A version of the crossing diamond with flange bearing in one direction has given good performance in revenue service (Davis et al. 2004). The use of flange bearing frogs in mainlines will require changes to FRA standards.

Good performance has also been recorded at three flange-bearing frogs in turnouts in revenue service (Davis, Shu & O'Connor, 2008). These frogs have a continuous rail on the mainline route and lift the wheel to cross the mainline rail for the turnout route. They are suitable for locations where the turnout route is used rarely. Figure 17 shows a general view of the flange bearing frog in a turnout.

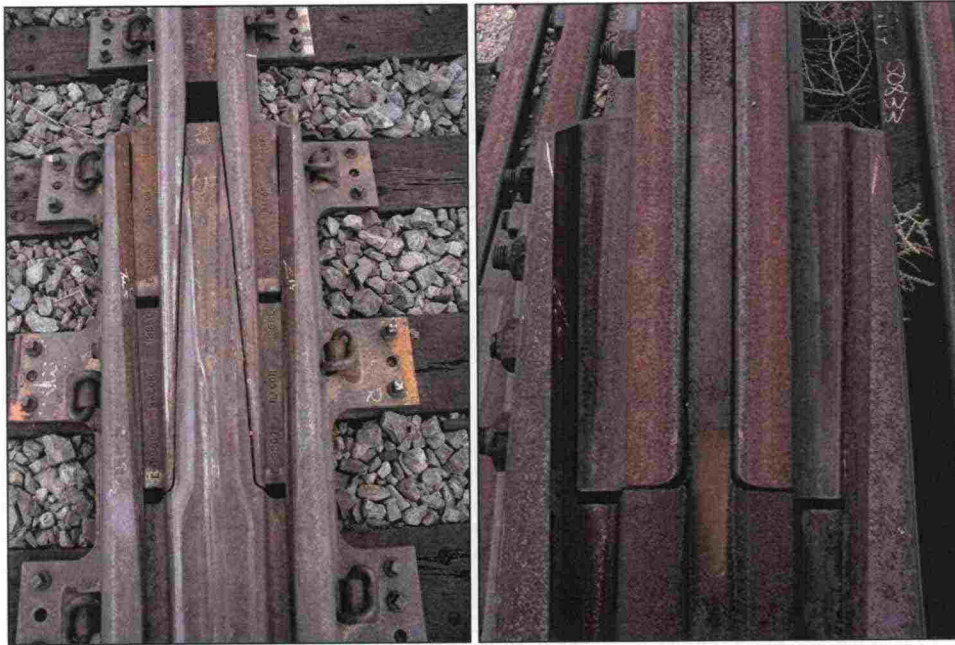


**Figure 17. Flange Bearing Frog in a Turnout**

Significant improvements have been made in the performance of the crossing heel in heavy haul service. Use of elastic fasteners, multi-sleeper plates, high strength bolts with higher torque, and better quality castings has reduced heel failures.

Figure 18 compares a heel design with mitered end joints to the standard AREMA design with square end cuts. The mitered design reduces impact forces and gives longer life.





**Figure 18. Mitered Crossing Heel compared to the AREMA Standard**

The guard rail used in heavy haul service is usually independent of the running rail. This allows it to be adjusted for wear and replaced without affecting the running rail. It also avoids the need for bolt holes in the running rail, which are a cause of failure under heavy axleloads.

The most common guard rail length on No. 20 crossings is 8 m, although sometimes the length is 12 m. Some railroads use shorter (5.8 m) guard rails on the through rail. The top of the guard rail is 25 to 50 mm above the top of the running rail.

The optimal flangeway width is a function of tolerances in track gauge and back-to-back wheel spacing. The AAR tightened the tolerance for back-to-back wheel spacing from 11.1 to 6.4 mm in 2000.

### 3.8 Sleepers

The following types of sleeper are available:

- Concrete – usually cast with pre-stressed reinforcement
- Timber (solid sawn wood)
- Steel
- Composite – using filler materials such as plastic, rubber, with or without reinforcement

Ninety-three percent of the 14 million new sleepers installed by North American Class I railroads in 2005 were timber. In the same year approximately 50,000 plastic sleepers were installed.

All the above types have been evaluated at FAST with 35.7 tonne axleloads. Only timber and concrete sleepers were installed at FAST when the axleload was 29.8 tonne.

The performance of concrete sleepers at FAST did not change significantly when axleloads were increased. This was mainly due to the firm, well drained, well ballasted subgrade and support conditions. Data indicated that as long as concrete sleepers were properly supported, the increased axleloads did not increase the failure rate. Measurements showed that maximum bending strain on the top of the sleeper increased with axleload. For example, 5 percent of strains exceeded 150 micro-strain with 29.8 tonne axleloads. This increased to 30 percent when the axleload was increased to 35.7 tonne (Gage & Otter, 1995). It was also observed that the lateral gauge spreading forces on the leading axle increased the strain produced by vertical forces by approximately 15 percent.

Bending strains on concrete sleepers measured in service showed significant variation under nominally similar conditions (Trevizo & Jimenez, 1997). Four sleepers in a 7.5 m test were instrumented. The maximum bending strains in the center of the sleepers were 300, 330, 420 and 470 micro-strain. These strains are significantly higher than those measured on the same type of sleeper at FAST. The conclusion is that support conditions have a very strong influence on concrete sleeper strains. The strain caused by a 29.8 tonne axleload in a poorly supported concrete sleeper can easily be higher than that caused by a 35.7 tonne axleload on a well supported sleeper.

Some concrete sleepers that were installed under mechanical joints at FAST failed when the higher axleloads were introduced. This confirms the general observation that when axleloads increase, components subject to impact loads are adversely affected.

Rail seat abrasion of concrete sleepers has been shown to get worse when axleloads increase. Rail seat abrasion is the removal of concrete paste in the rail seat area, generally associated with movement between the rail and the sleeper. In some severe cases the depth of abrasion is 13 mm or more. It reduces the toe load from the fastening, which allows increased movement and increases the rate of abrasion. Some alternative designs of rail pad have been found to reduce rail seat abrasion (Gage & Reiff, 1995). However, the solution is not permanent, and the rail pad needs to be replaced before the rail requires renewal.

Timber sleepers tend not to fail suddenly when axleloads increase. Instead, cutting of the baseplate into the sleeper increases due to the increase in contact stress. This is particularly a problem with softwoods such as Southern Yellow Pine.

Evaluation of steel sleepers at FAST has revealed several differences to timber sleeper performance (Jimenez, Davis & LoPresti, 2000). On the positive side:



- The single sleeper lateral resistance of steel sleepers was greater than that for timber sleepers.
- Steel sleepers have higher gauge widening resistance than timber sleepers with either cut spike or elastic fasteners.
- After 327 MGT there was no significant wear on the steel sleeper rail seats, pads, insulators or hook-in shoulders.

On the negative side:

- Track surface maintenance was required every 6 MGT on the steel sleeper zone. In comparison, timber sleepers track at FAST requires surfacing every 136 MGT.
- The curves in the steel sleeper test zone required realigning seven times in 154 MGT of traffic. The curves in the timber sleepers zone did not need realigning in this period.
- Ballast migrated from the cribs and the shoulder of the high side towards the low side of the track in curves.
- There was significantly more ballast degradation in the steel sleeper test zone compared to the timber sleepers zone.

Some North American railroads have reported limited success with steel sleepers at specific sites. Steel sleepers have exhibited lack of lateral stability when installed and tamped using the same techniques used for timber and concrete sleepers. This has been solved by repeated tamping and ballast regulation. When tamping, additional insertions are necessary to ensure the hollow area under the sleeper is filled and packed with ballast.

Welded shoulders are sometimes used instead of hook-in shoulders on steel sleepers. In some cases the weld develops fatigue cracks with normal and heavy axle loads.

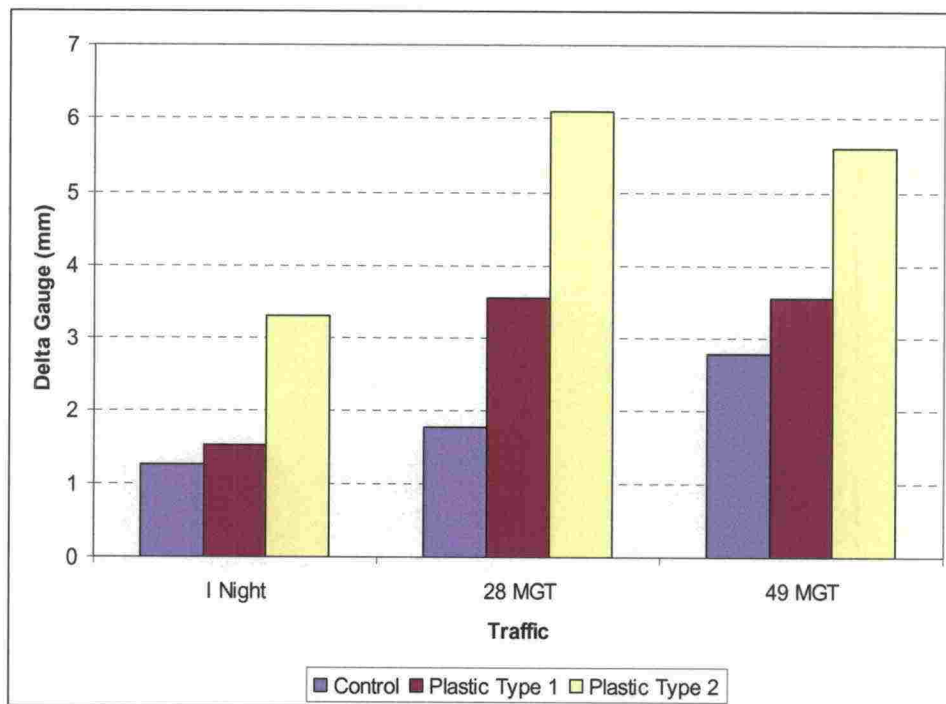
The most common form of composite sleeper uses high density polyethylene plastic as a binder and the main component. Various proprietary designs and material mixtures have been produced with the normal aim to produce a sleeper that acts in a similar fashion as a timber sleeper. Designs have undergone significant development and adjustment to mixtures that address early failures in which some plastic sleepers exhibited tendencies to crack or break during installation.

Plastic composite sleepers have been tested at FAST since 1997. Some have accumulated 1,000 MGT of traffic (Jimenez & Davis, 2006). They have generally performed well both in dedicated test zones and when intermixed with timber sleepers. Plate cutting with one manufacturer's plastic sleeper was only 1.3 mm after 585 MGT. Cracking of the plastic sleeper sometimes occurred during installation and was often due to incorrect preparation before inserting the cut or screw spike – pilot



holes are required in both cases. None of the sleepers with cracks fractured in service in plain track.

Figure 19 shows the reduction in gauge widening strength in the two plastic sleeper test zones was found to be greater than that in the control zone with hardwood timber sleepers. Delta gauge is the change in gauge caused by a 40 kN lateral force on the rail. Later measurements showed the gauge widening strength reached a plateau and after 562 MGT the delta gauge measurement remained in the range 5 to 7.5 mm.



**Figure 19. Increase in Gauge Widening Strength at FAST**

Revenue service tests with plastic sleepers at the Eastern Mega Site confirm the results found at FAST (Jimenez, Li & McDaniel, 2006). The change in unloaded track gauge over a temperature range of -3 to 27 degrees Centigrade was measured. In the two test zones with plastic sleepers the range varied from 6.1 to 12.7 mm. In the control zone with timber sleepers the range was 4.1 mm.

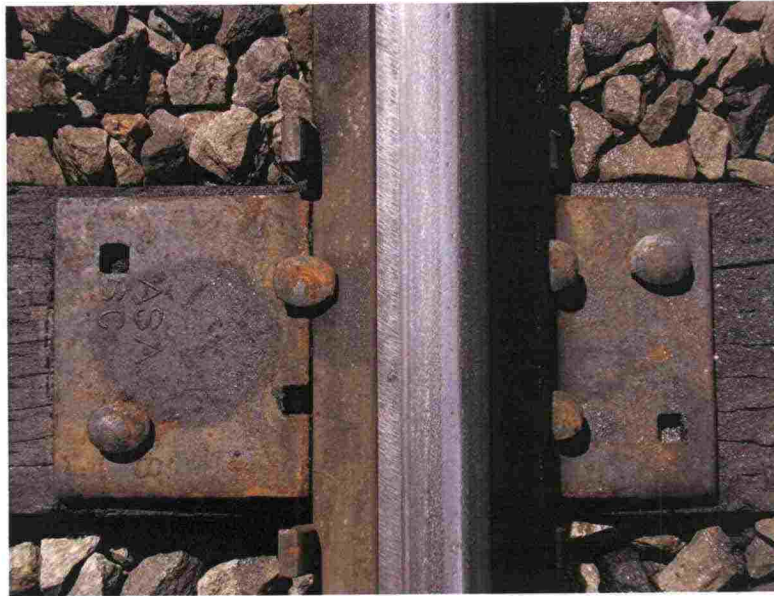
Consideration needs to be given to the brittleness of plastic sleepers in cold temperatures. Laboratory tests conducted on a wide range of plastic sleepers suggest that at cold (-20 degrees Centigrade and lower) temperatures some materials become brittle and can break more easily.

A major issue with determining if a given version of a plastic sleeper is acceptable is variability in material properties (Davis, Geil & Reiff, 2008). Many sleeper designs use recycled materials in an attempt to be environmentally acceptable. However, since much of this material is post consumer scrap, it is difficult to control and may not always be of uniform consistency. Changes in materials can have a

significant influence on field performance, especially long term fatigue and weather resistance. To address these issues, the North American track specifications group (AREMA) is developing performance specifications for plastic and composite sleepers.

### 3.9 Fastenings

The traditional fastening system used by North American railroads on timber sleepers is the baseplate and cut spikes as shown in Figure 20. A disadvantage of this system is its relatively weak gauge strength and low resistance to rail rollover.



**Figure 20. Traditional Baseplate and Cut Spike Fastening System**

Tests have been performed on various elastic fastening systems. Figure 21 shows two systems tested at FAST (Jimenez & Davis, 2007). The Pandrol system with rolled steel plates was tested with standard and high strength screw spikes.



**a) Rolled Steel Baseplate and Pandrol e-clip**





b) Pandrol Victor®



c) NorFast™

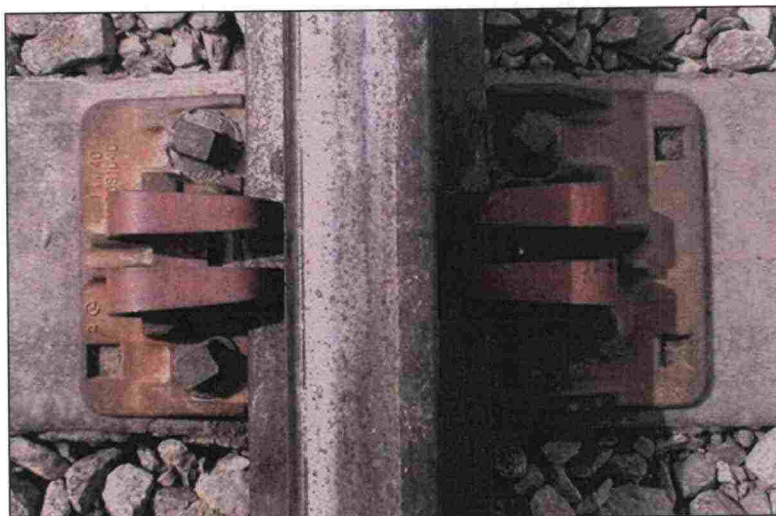
**Figure 21. Elastic Fastening Systems Tested at FAST**

The following observations were made after 363 MGT of 35.7 tonne axleload traffic:

- The control section with standard baseplates and cut spikes had no failures and required no maintenance.
- Fourteen percent of the Pandrol rolled steel baseplates failed. No failures occurred in the Pandrol Victor or NorFast baseplates.
- Three percent of NorFast clips broke. There were no Pandrol clip failures.
- There was a significant amount of screw spike lifting and failure.
- Loaded track gauge widening was less with elastic fasteners compared to standard baseplates and cut spikes. Loaded gauge increased by 5 mm per 100 MGT for the standard baseplates and cut spikes. Similar degradation rates were recorded in the areas with elastic fasteners where failures had occurred.



Elastic fastener tests are also being conducted in revenue service at the Eastern Mega Site (Jimenez, Li & McDaniel, 2007). The Air Boss (see Figure 22) and NorFast elastic systems are being compared to standard baseplates and cut spikes.



**Figure 22. AirBoss® Elastic Fastening System**

Preliminary findings, after 110 MGT, confirm that elastic fasteners give higher gauge strength than the baseplate and cut spikes. The average loaded gauge in the cut spike zone was 8 mm higher than in the elastic fastener zones. The lateral force required to roll the rail head by 1 mm was 9 kN in the cut spike zone and in the range 35 to 43 kN in the elastic fastener zones.

There had been no failures or loss of toe load in the AirBoss system. Two of the 360 NorFast clips had failed after 63 MGT. There had been no baseplate failures or loss of toe load with the NorFast system.

Some cut spike and screw spike uplift (about 3 mm) occurred, but only slight baseplate cut marks were observed.

### **3.10 Ballast and Subgrade**

From studies conducted by AAR under its Heavy Axle Load (HAL) research program, it was found that where there was a good track substructure, track geometry deteriorated as a function of tonnage, not of axleload. The gross tonnes between tamping and ballast renewal cycles remained the same when axleload increased from 29.8 to 35.7 tonne (Trevizo, 1991).

For example, a test conducted at FAST showed that performance of “good” ballast (such as granite) was more dependent on accumulated tonnage than on axleload increase from 29.8 to 35.7 tonne. With the silty sand soil formation at FAST (good subgrade), increase of axleload from 29.8 to 35.7 tonne did not cause any significant formation problem.

However, where the track substructure was poor or marginal, increasing the axleload caused significant problems. In some cases there was rapid degradation of

track geometry and track failures. Poor or marginal track substructure can be any of the following:

- Poor or low strength ballast materials
- Fouled ballast
- Inadequate ballast layer thickness above the subgrade
- Lack of a sub-ballast layer between the ballast and subgrade
- Subgrade consisting of clayey soil (weak or soft soil)
- Access of free water to the track substructure and poor drainage

Poor track substructure conditions can become even more critical, if they are located under rail joints, track transitions and special track work, where higher wheel-rail forces come not only from axleload increase, but also from greater dynamic vehicle-track interaction.

Table 19 lists ten subgrade problems identified by Li and Selig (1995).

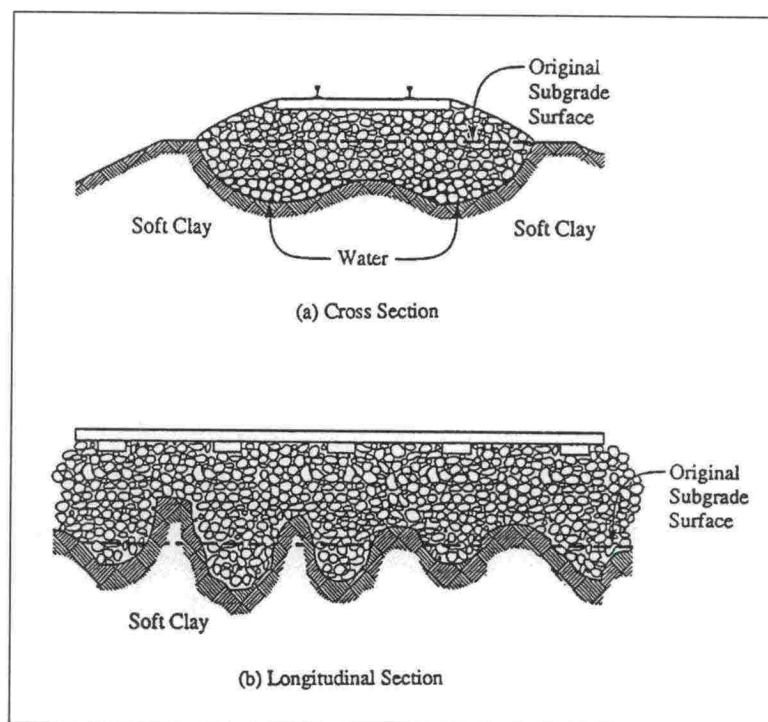
Table 19. Common Subgrade Problems

Type	Causes	Features
Excessive plastic deformation (ballast pocket)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- repeated loading</li> <li>- soft or loose soils</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- differential subgrade settlement</li> <li>- ballast pockets</li> </ul>
Progressive shear failure	<ul style="list-style-type: none"> <li>- repeated over-stressing</li> <li>- fine-grained soils</li> <li>- high water content</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- squeezing near subgrade surface</li> <li>- heaves in crib and/or shoulder</li> <li>- depression under ties</li> </ul>
Swelling/Shrinkage	<ul style="list-style-type: none"> <li>- highly plastic soils</li> <li>- changing moisture content</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- rough track surface</li> </ul>
Frost action (heave and softening)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- periodic freezing temperature</li> <li>- free water</li> <li>- frost susceptible soils</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- occur in winter/spring period</li> <li>- rough track surface</li> </ul>
Subgrade attrition with Mud pumping	<ul style="list-style-type: none"> <li>- repeated loading of subgrade by ballast</li> <li>- contact between ballast and subgrade</li> <li>- clay rich rocks or soils</li> <li>- water presence</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- muddy ballast</li> <li>- inadequate subballast</li> </ul>
Massive shear failure (slope stability)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- weight of train, track and subgrade</li> <li>- inadequate soil strength</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- high embankment and cut slope</li> <li>- often triggered by increase in water content</li> </ul>
Consolidation settlement	<ul style="list-style-type: none"> <li>- embankment weight</li> <li>- saturated fine-grained soils</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- increased static soil stress as from newly constructed embankment</li> </ul>
Liquefaction	<ul style="list-style-type: none"> <li>- repeated loading</li> <li>- saturated silt and fine sand</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- large displacement</li> <li>- more severe with vibration</li> <li>- can happen in subballast</li> </ul>
Slope erosion	<ul style="list-style-type: none"> <li>- running surface and subsurface water</li> <li>- wind</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- soil washed or blown away</li> </ul>
Soil collapse	<ul style="list-style-type: none"> <li>- water inundation of loose soil deposits</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ground settlement</li> </ul>

The three most common types of subgrade failure in North America are excessive plastic deformation, progressive shear failure and ballast attrition with mud pumping. These are discussed in the following paragraphs.

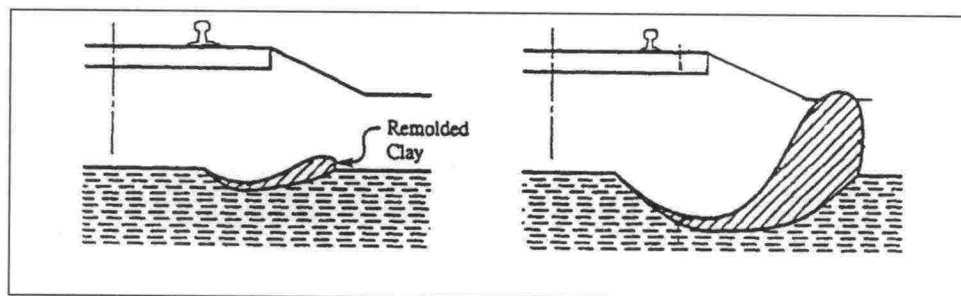
Excessive plastic deformation can accumulate due to repeated wheel loads as a result of soil compaction, consolidation, and shear deformation. This problem is often associated with subgrades of fine-grained soil types (such as clay), especially when the drainage is poor. Figure 23 shows the ballast pocket that typically forms in conventional ballasted track. The ballast pocket is formed by repeated tamping and addition of ballast used to compensate for the deterioration in track geometry.





**Figure 23. Cumulative Settlement or Ballast Pocket**

Progressive shear failures usually occur on subgrades having fine-grained soils, particularly on those with high clay content. These failures develop at the subgrade surface, as the soil is sheared gradually and remolded because of repeated overstressing. Figure 24 shows soil at the subgrade surface gradually squeezing outward and upward following the path of least resistance. As shown, a subgrade depression beneath the track develops and is matched by a corresponding heave of soils at the trackside. The depression can trap water, while heaved soils hinder track drainage, thus further aggravating the subgrade failure.

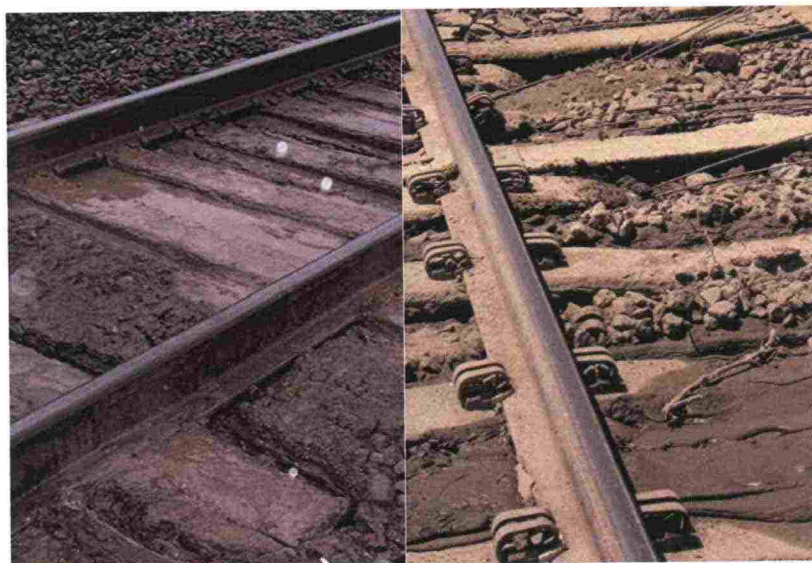


**Figure 24. Subgrade Progressive Shear Failure**

The main difference between a ballast pocket and a progressive shear failure is that the former does not develop a heave as a result of soil being pushed sideways.

Subgrade attrition occurs when ballast particles are placed directly on fine grained soils or soft rock. The high degree of stress at the ballast-subgrade interface causes the wearing away of the soil or rock subgrade surface. In the presence of water, the products of attrition and water combine to form mud. Under repeated wheel loading, this mud pumps upward into the ballast voids. Figure 25 shows

examples of mud-pumping in track with timber and concrete sleepers. Track geometry deteriorates quickly under these conditions.



**Figure 25. Mud-pumping in Track with Timber and Concrete Sleepers**

Subgrade attrition is one mud-pumping source that can cause settlement of track and loss of ballast drainage capacity. Mud pumping can also occur when the ballast layer is fouled. Ballast fouling can come from the breakdown and mechanical wear of ballast particles under traffic loading. Material, such as coal dust and iron ore, can be spilled from wagons on heavy haul lines and add to mud pumping problems.

Fouled ballast, when dry, has very high stiffness and little damping, thus is not capable of accommodating high wheel-rail forces associated with poor track geometry. When saturated due to poor drainage, the ballast layer can become weak, deforming excessively. This leads to poor track geometry, which in turn causes high wheel-rail forces. A saturated sub-ballast layer (a layer between the ballast and the subgrade) due to fouling materials and poor drainage can lose its strength under repeated dynamic wheel loads, thus becoming an unstable layer.

Remedies for subgrade problems divide into four categories: reducing access of water to the subgrade, reducing stresses in the subgrade, improving subgrade soil characteristics and installing properly graded sub-ballast (Li & Selig, 1995).

The track modulus at FAST is relatively high (31 MPa). A 200 m length of track was excavated to a depth of 1.5 m and backfilled with high-plasticity, low-strength clay. The standard track structure comprising 150 mm of sub-ballast and 300 mm of ballast under the sleepers was then replaced (Read, Li and LoPresti, 2004). The resulting track modulus of the modified section was 14 MPa.

When train operations began with 35.7 tonne axleload there was a significant deterioration in cross-level over the low track modulus zone. The track required



tamping at 11, 25, 34, 41 and 54 MGT. The track geometry was stable and no tamping was required on the control zone during the same period. A relationship between cross-level deviations and track modulus was established. This demonstrated that track geometry deteriorates rapidly when the track modulus is less than 15 MPa.

The low track modulus zone was then used to evaluate two alternative subgrade remediation treatments (Read, Li and LoPresti, 2004). A Geoweb® consisting of cells in a honeycomb pattern was installed in the sub-ballast. The new track structure consisted of 100 mm sub-ballast, 200 mm of sub-ballast in the Geoweb layer, 100 mm of sub-ballast, and 200 mm of ballast under the sleepers.

The second subgrade remediation treatment was the use of hot mix asphalt between the sub-ballast and ballast layers. Two variations in track structure were tested. Half the test zone had 100 mm of sub-ballast, 100 mm of hot mix asphalt, and 300 mm of ballast under the sleepers. The other half had 100 mm of sub-ballast, 200 mm of hot mix asphalt, and 200 mm of ballast.

Both the Geoweb and hot mix asphalt treatments were successful in stabilizing the track that had previously been highly unstable under 35.7 tonne axleload. There was no significant track geometry deterioration with the Geoweb after 180 MGT of 35.7 tonne axleload traffic. Similarly, no track maintenance was required in either of the hot mix asphalt sections during 236 MGT of 35.7 tonne axleload traffic. Table 20 shows the increase in track modulus and reduction in subgrade pressure under a 35.7 tonne axleload for the alternative forms of construction.

**Table 20. Effect of Subgrade Remediation Treatments**

Construction	Depth above Subgrade (mm)	Track Modulus (MPa)	Subgrade Stress (MPa)
Standard	450	14	82
Geoweb	600	17	64
Hot Mix Asphalt (100 mm)	500	18	53
Hot Mix Asphalt (200 mm)	500	20	50

### 3.11 Track Geometry

The minimum track geometry requirements are prescribed by the FRA (FRA 2000a; FRA 2000b). The requirements depend on the speed of train operation as shown in Table 21.



**Table 21. FRA Track Classifications**

Class	Maximum Operating Speed (km/hour)	
	Freight	Passenger
1	16	24
2	40	48
3	64	96
4	96	128
5	128	144
6		176
7		200
8		256
9		320

Track gauge is measured between the rails at a point 16 mm below the top of the rail head. Table 22 shows the gauge requirements for the different track classes.

**Table 22. FRA Gauge Requirements**

Class	Must be less than (mm)	But no more than (mm)
1	1,422	1,473
2 and 3	1,422	1,467
4 and 5	1,422	1,461
6 to 8	1,422	1,454
9	1,429	1,454

In addition, the change in gauge within 9.4 m should not be more than 12.7 mm for track classes 6 to 9.

Alignment is specified in terms of the mid-offset from a chord stretched between points 16 mm below the top of the rail head. Two chord lengths are used for track classes 1 to 5 as shown in Table 23.

**Table 23. FRA Alignment Requirements – Maximum Mid-chord Offset (mm)**

Class	Tangent Track	Curved Track	
	18.8 m chord	9.4 m chord	18.8 m chord
1	127		127
2	76		76
3	44	32	44
4	38	25	38
5	19	13	16

Track surface requirements are also specified in terms of mid-chord offsets as shown in Table 24.

**Table 24. FRA Surface Requirements – Maximum Mid-chord Offset (mm)**

Class	9.4 m chord	18.8 m chord	37.6 m chord
1		76	
2		70	
3		57	
4		51	
5		32	
6	25	25	44
7	25	25	38
8	19	25	32
9	13	19	32

Cross-level is specified in terms of the difference between any two points less than 18.8 m apart. The maximum allowable differences are shown in Table 25.

**Table 25. FRA Cross-level Requirements (mm)**

Class	
1	76
2	57
3	51
4	44
5	38
6	38
7	38
8	38
9	38

The chord length of 18.8 m is chosen to match the common length of rail. The 9.4 m chord length is used because much of the rail in North America was laid with staggered joints.

In 1999, the FRA developed a state-of-the-art geometry measurement vehicle to improve the availability of data for monitoring track conditions and assessing track safety compliance (Clouse, Bloom & Cook, 2006). The vehicle can measure 43,000 km of track each year and is focused on routes that carry passengers and hazardous materials, and routes that are strategic or are a safety concern to the FRA. The FRA intends to increase the coverage to 160,000 km per year with the addition of two new geometry recording vehicles (FRA, 2007a).

Although the FRA track geometry vehicle reports more than 13,000 safety defects each year there continue to be numerous geometry related derailments.

Performance Based Track Geometry (PBTG) attempts to resolve this problem by using track geometry data to predict the likelihood of derailment (Li et al. 2002). PBTG identifies track locations where certain types of wagons would be expected to produce high ratios of lateral to vertical wheel-rail forces and wheel unloading.

A test was performed on a 250 km length of track that contained 48 FRA track geometry defects (Li et al. 2005a). Eighteen PBTG defects were identified on the same section of track. Most of the FRA defects were not PBTG defects, and only half the PBTG defects were FRA defects. This discrepancy can be explained by the observation that a single, large track defect does not usually represent a derailment risk. Whereas, several moderate sized track defects in succession can excite wagon body motion that can lead to a derailment. A decrease in the number of derailments of tank wagons in 2003 and 2004 was attributed in part to the adoption of PBTG by one railroad (Li et al. 2005c).

Hyslip (2007) proposes an approach to track substructure management that takes advantage of several recent developments. Ground Penetrating Radar (GPR) has been developed for use on railroad track. It can determine the thickness of individual substructure layers, assess moisture content, and evaluate the fouling condition of the ballast. The radar equipment is typically mounted on a road-rail vehicle that can make measurements at speeds up to 40 km/hour. Both 400 MHz and 1 GHz antennas are currently being used in North America. Software has been developed to process and display GPR data.

Several comparisons have been made between GPR measurements and excavations on site (Hyslip et al. 2005). The method has been shown to successfully identify pockets of water, soft subgrade, drainage pipes and utilities. Some of the limitations of GPR are boundaries that produce high reflections that hide radar signals from lower layers, small differences in electrical properties between adjoining layers, and lack of penetration due to high moisture conditions or highly conductive (salty or clayey) soils. GPR is also susceptible to interference from other radio sources.

Another element of the substructure management approach proposed by Hyslip (2007) is moving track stiffness measurements. A non-contacting system has been developed that measures rail displacement and uses an analytical track model to estimate track modulus (Farritor, 2006).

Amtrak operates a high speed (up to 240 km/hour) passenger service on the North East Corridor between Washington D.C. and Boston on the same track that is used by heavy haul freight wagons. The key to managing the requirements of passenger and freight operations is Amtrak's Infrastructure Information Management System (Ebersöhn and Cunningham, 2003). The system stores data on track geometry, overhead line position, pantograph force, rail profile, lateral track strength and rail flaws. Software has been developed that allows the user to view this data alongside asset type and age, traffic information and maintenance records.



Since FRA track geometry requirements are determined by speed, the requirements on the North East Corridor are dictated by the high speed passenger trains. In high speed curves the maximum super-elevation of 152 mm will be applied. Slower speed freight trains will operate with cant excess on these curves and cause damage to the low rail. Elsewhere in North America there may be local agreements in place that limit the speed of passenger trains and allow the super-elevation to be optimized for the freight traffic.

### 3.12 Embankments and Culverts

AREMA (2003) lists the factors that determine the stability of a slope as:

- The shear strength of the soils
- Porewater pressure within the soils
- Slope angle and changes in slope
- Surcharge loading

Landslides are caused by a reduction in strength or an increase in loading. The most common cause of loss of strength is increase in porewater pressure.

Railroads use detectors in locations where there is a risk of landslides to give warnings of movements. Rainfall gauges are also used to alert track maintenance teams of the need to inspect critical embankments.

Several methods are available for increasing the stability of embankments. The soil can be excavated and replaced with stronger material at locations where the shear zone is accessible. Soil nailing has been shown to be economically viable on steep slopes where space is limited (Tozer & Fabius, 2000). Structural support is expensive and is only used when all other options have been exhausted.

The most effective method of reducing embankment failure is to provide adequate drainage. Culverts are key parts of the railway drainage system. AREMA (2007) gives detailed guidance on the design and choice of materials for culverts. As a minimum it is recommended that culverts are designed to discharge:

1. A 25-year flood without static head at the entrance
2. A 100-year flood using the head that is the lesser of:
  - a. That available at the entrance
  - b. 610 mm below the base of the rail
  - c. 1.5 times the culvert diameter

Much emphasis is placed on culvert inspection and maintenance. Recommended inspection procedures have been published (Frascella & Noll, 2003). All culverts should be inspected at least once every five years. Inspections should also be made after major storms, heavy run-off and high stream flows. An inventory of culverts should be kept and a risk analysis should be performed to identify critical culverts.

### 3.13 Bridges

Between 1860 and 1920 there was a rapid expansion in railroad construction in North America (Uppal, 2005). Tens of thousands of bridges were constructed using a variety of materials including timber, wrought iron, steel, stone and concrete. Originally, each bridge was designed for the maximum loading anticipated by the particular railroad. In 1905 the AREA (now AREMA) adopted the design loading system devised by Theodore Cooper in 1880. The loading is called Cooper's E-XX, where XX is the weight carried by each axle in thousands of pounds (1 pound = 0.4536 kg). Today's standard loading is Cooper's E-80. Some railroad bridges are now being designed for Cooper's E-100 loading.

The FRA published a Safety Advisory in response to a continuing number of catastrophic railroad bridge failures (FRA, 2007b). It convened a Railroad Safety Advisory Committee (RSAC) that has recently provided a list of essential elements of a bridge management system (reproduced in Appendix B). The committee considered these elements to be a minimum for safe operation. In many cases the North American Class I railroads have programs in place that exceed these recommendations.

Bridge inspection is one of the essential elements of bridge management. AREMA has recently published a bridge inspection handbook (AREMA, 2008). This is a guide to best practices, and it emphasizes that the criteria for limits of acceptable conditions are the responsibility of the individual railroad. Sweeney and Unsworth (2008) give examples of the bridge inspection programs for two Canadian railroads. They recommend an inspection program that is tailored to the particular type of bridge, its age and condition rather than a "one size fits all" approach.

As axleloads increase the capacity of bridges needs to be evaluated. Both the load rating (the ability of the bridge to carry load without collapsing) and the fatigue rating (the ability of the bridge to withstand repeated applications of load without failure) need to be checked.

AREMA holds a seminar to give instruction on load rating. The seminar workbook is a very useful reference. Conway (2001) gives a more general description of the rating process. Guidelines for including the effects of longitudinal loads on bridge rating have been published (Otter, Sweeney & Dick, 2000). These followed tests on bridges on which unit trains powered by AC locomotives were passing. Significant changes were made to the earlier standards including the effect of speed on traction force and a provision for emergency brake applications.

Masonry and concrete arch bridges are difficult to rate and engineering judgment is often used. Non-linear, three dimensional analysis has been shown to be a useful tool for analyzing these types of bridges (Boothby & Erdogmus, 2001)

Fatigue of steel spans in older bridges is a concern when axleloads increase for two reasons. Firstly, the stresses may be raised above the constant amplitude



fatigue limit. In this case the span, which had an infinite fatigue life when it was designed, now has a finite life. Secondly, since fatigue damage is typically proportional to the stress raised to the power three, the fatigue life of the span can be dramatically reduced. Examples of fatigue rating analysis have been published (Dick, 2002) (Sweeney, 2003). AREMA (2007, Ch 15, section 7.3) has published stress-life relationships to be used in fatigue calculations.

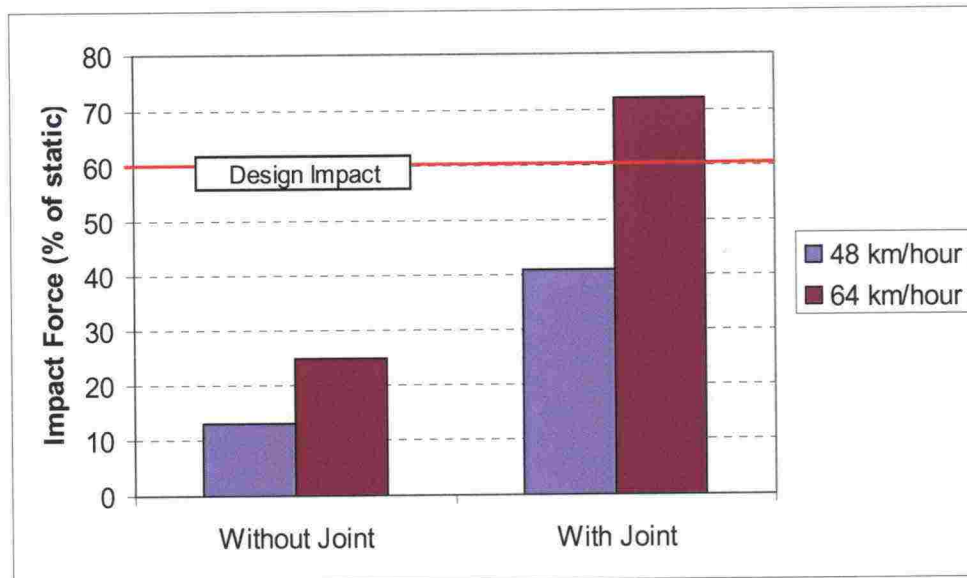
Najjar, Bousader & Pappas et al. (2007) describe tests and modeling performed on a bridge that was seen to have large deflections under load. The load rating for the bridge identified critical components, but measured stresses were found to be acceptable. The maximum impact load was found to be significantly less than that specified by AREMA. It was suggested that one reason for this was the relatively smooth rail profiles on the bridge.

Uppal, Otter & Doe (2003) describe impact load tests on ballast-deck, steel bridge spans. The measured impact forces were much lower than those computed from the AREMA formulae. They also showed impact forces increased with train speed, although resonant effects can be present at speeds as low as 30 km/hour. The effect of impacts in bridge members reduced as the length of the bridge increased. The fatigue standard was revised in 2005 to allow a 35 to 65 percent reduction in impact loads in certain bridge members.

Otter and Jones (2008) have characterized vertical impact loads using data from instrumented wheelsets and wayside detectors. They show that although the maximum allowable static bogie load is 640 kN, and the Cooper's E-80 design loading is 712 kN, peak bogie forces exceeding 712 kN are daily occurrences and a small number (0.05%) of peak forces exceed 780 kN. It is intended that these results be used to further revise the AREMA design rules for impact forces.

Testing of bridges at TTC has repeatedly shown that rail joints and other impact producing features on bridges significantly increase fatigue damage (Akhtar, Otter & Doe, 2007). Figure 26 shows an example of impact forces measured on bridges with and without rail joints. The bridges have concrete spans 4.6 m in length.

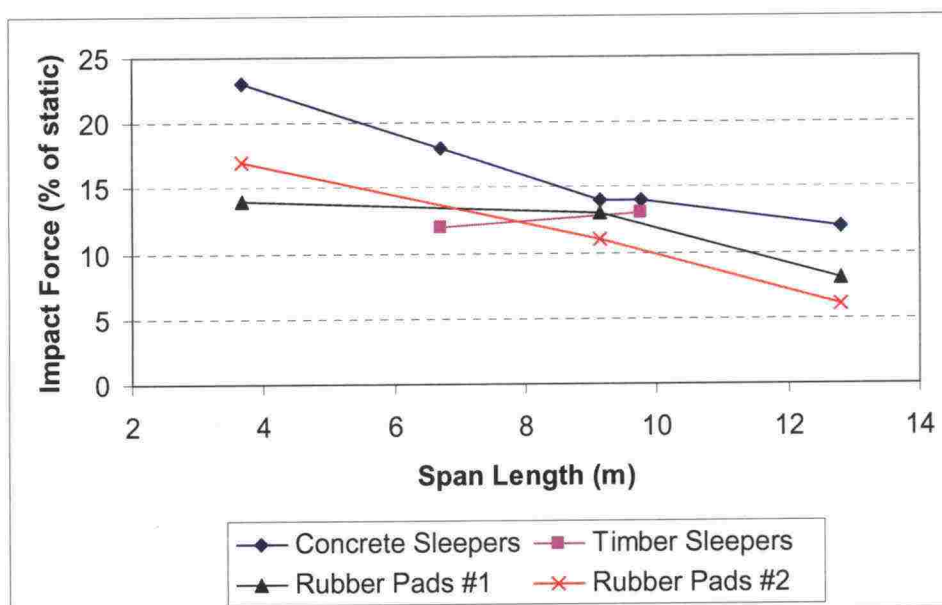




**Figure 26. Impact Forces from a Rail Joint on Concrete Bridges at TTC**

Figure 26 shows that when there is no rail joint the impact force increases from 15 to 25 percent of the static wheel load when speed increases from 48 to 64 km/hour. These impact forces are due to general track geometry irregularities over the bridge span. They are less than the typical impact allowance used to design the bridge. When a rail joint is present the impact force increases from 41 to 72 percent of the static wheel load when train speed increases from 48 to 64 km/hour. At 64 km/hour the impact force is greater than that typically allowed for when designing the bridge.

Figure 27 shows examples of the impact forces when different types of sleeper are used on bridges. The results are from tests on ballasted concrete bridges with span lengths from 4.6 to 13 m (Ahktar, Otter & Doe, 2006).



**Figure 27. Effect of Sleeper Materials on Bridge Impact Forces**

Figure 27 shows that the impact forces with timber sleepers are less than those with concrete sleepers. The use of rubber pads underneath concrete sleepers also reduces impact forces.

When a bridge is found to have insufficient capacity it is generally found that strengthening is more cost-effective than replacing the bridge. Kober et al. (2003) describe a case study in which a steel girder bridge was selectively strengthened following calculations, inspection and strain gauge measurements. Martindale and Conway (1999) give details of strengthening a riveted truss bridge by replacing the rivets with high-strength bolts. This is shown to be an inexpensive method of increasing the rating of this type of bridge.

#### 4. CONCLUSIONS

The maximum axleload for 4-axle freight wagons in North America has increased from 25 tonne in the 1960s to 32.4 tonne in unrestricted interchange service in 2003. Today, 35.7 tonne axleloads are used in restricted service. This increase was not achieved without considerable economic analysis and technical development. The economic arguments for 32.4 tonne axleload were persuasive. The case for further increase is less clear cut.

One of the keys to increasing axleloads was improvements to wagon suspensions and bogies. Premium versions of the standard 3-piece bogie that give the required improvement in performance are now available. Constant Contact Side Bearings are now mandatory on wagons with 32.4 tonne and higher axleloads.

The selection of wheel and rail profiles has a stronger effect than axleload on wheel-rail contact stresses. A significant improvement was made when the AAR1B wheel profile replaced the AAR 1:20 profile in 1990. Further improvements are currently being made. The trend is towards conformal wheel and rail profiles that produce lower contact stresses and reduce curving forces. Non-conformal profiles can produce two points of contact that increase wheel-rail tangential forces.

The track components that suffer most when axleloads increase are those that are subject to dynamic forces. Switches and crossing, and insulated rail joints fall into this category. Methods of reducing the dynamic forces have been shown to improve the performance of these components.

Poor drainage is responsible for many ballast, subgrade and embankment failures. The proper design and maintenance of culverts and drains is essential. Remedial treatments are available, but are expensive and only used as a last resort.

Bridges can be the most critical limitation to increasing axleloads. Strengthening or replacement is expensive. Load rating and fatigue rating need to be calculated. The use of tests and measurements on critical bridges is recommended.

The developments described in this report should guide the Finnish Rail Administration towards the likely problem areas in its heavy haul operations. The solutions developed for North American operations are not necessarily the optimum for heavy haul in Finland. However, the engineering principles and concepts are transferrable.



## REFERENCES

AAR 2007a, *Field Manual of Interchange Rules*, Association of American Railroads, Washington, D.C.

AAR 2007b, *Manual of Standards and Recommended Practices*, Association of American Railroads, Washington, D.C.

AAR 2007b, *Office Manual of Standards and Recommended Practices*, Association of American Railroads, Washington, D.C.

AAR 2007d, *Analysis of Class I Railroads*, Association of American Railroads, Washington, D.C.

AAR 2008a, *Railroad Facts*, Association of American Railroads, Washington, D.C.

AAR 2008b, *The Rail Transportation of Coal*, Association of American Railroads, Washington, D.C.

AAR 2008c, *The Rail Transportation of Grain*, Association of American Railroads, Washington, D.C.

AAR 2008d, *The Rail Transportation of Chemicals*, Association of American Railroads, Washington, D.C.

Akhtar, M., Davis, D. and O'Connor, T. 2008, 'Revenue Service Evaluation of New Insulated Joint Designs', *Proceedings of the 2008 Annual Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way, Lanham, Maryland

Akhtar, M., Otter, D. and Doe, B. 2006, 'Stress-State Reduction in Concrete Bridges Using Under-Tie Rubber Pads and Wood Ties', *Technology Digest* TD-06-016, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Akhtar, M., Otter, D. and Doe, B. 2007, 'The Effects of Moveable Bridge Joint on the Fatigue Life of Welded Braces of Open Deck Steel Bridge at FAST', *Technology Digest* TD-07-037, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

AREMA 2001, *Portfolio of Track Work Plans*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

AREMA 2003, *Practical Guide to Railway Engineering*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

AREMA 2007, *Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association, Lanham, Maryland

AREMA 2008, *Bridge Inspection Handbook*, American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association, Lanham, Maryland

Boothby, T.E. and Erdogmus, E. 2001. "Load Rating of Masonry and Concrete Arch Bridges," *Proceedings of the 2001 Annual Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Brave, G.H., Hannafious, J. and Steele R. 1991. "FAST/HAL Rail Performance Experiment and Overview," Research Report R-796, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

*Car and Locomotive Cyclopedia*. 1997, Simmons-Boardman Books Inc., Omaha, Nebraska

Conway, W.B. 2001. "Practical Application of the Rating Rules," *Proceedings of the 2001 Annual Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Landam, Maryland

Chapman, J.D., Guins, T.S., Kalay, S.F., and Martland, C.D. 2003. "Improved Car Design: Productivity and Capacity for Free," *Proceedings of the 2003 Specialist Technical Session*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

Clouse, Al, Bloom, J., and Cook, S. 2006. "Track Inspection into the 21<sup>st</sup> Century," *Proceedings of the 2006 Conference*, American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association, Lanham, Maryland

Cummings, S.M. 2008. "Prediction of Rolling Contact Fatigue using Instrumented Wheelsets," *Proceedings of the 2008 Fall Conference of the ASME Rail Transport Division*, RTF2008-74013, American Society of Mechanical Engineers, Fairfield, New Jersey

Cummings, S.M. and Krupowicz, P. 2008. "The Effects of Wheelset Position and Operating Environment on Rolling Contact Fatigue," *Proceedings of the 2008 Fall Conference of the ASME Rail Transport Division*, RTF2008-74014, American Society of Mechanical Engineers, Fairfield, New Jersey

Cummings, S.M. and Lauro, D. 2008. "Inspections of Tread Damaged Wheelsets," *Proceedings of the 2008 Fall Conference of the ASME Rail Transport Division*, RTF2008-74009, American Society of Mechanical Engineers, Fairfield, New Jersey

Davis, D. and Akhtar, M. 2007. "Improved Insulated Rail Joints for High tonnage lines with heavy axle loads," *Railway Track and Structures*, August, p. 24.

Davis, D. and Akhtar, M. 2006. "Reduced Impact bonded Insulated joint designs," *Railway Track and Structures*, August, p. 17.

Davis, D., Doe, B., Jimenez, R., Smith, L. and Duran, C. 2007. "Performance Evaluation of Premium Turnout Components under 39,000-pound Wheel Loads,"



Research Summary No. RS-07-003, Association of American Railroads,  
Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Davis, D., Geil, P.H. and Reiff, R.P. 2008. "Laboratory Evaluation of Plastic Composite Crossties," *Technology Digest* TD-08-004, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Davis, D., Guillen, D. and Collard, D. 2006. "Bonded Insulated Joint Performance in Mainline Track," *Technology Digest* TD 04-006, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Davis, D., Guillen, D. and LoPresti, J. 1999. "Evaluation of Prototype Flange Bearing Frog for Heavy Haul Service," *Technology Digest* TD 99-031, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Davis, D., Guillen, D., Sasaoka, C. and Singh, S. 1991. "A Review of Turnout Design Current Practices," Research Report No. R-961, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Davis, D., Reiff, R., Kristan, J. and Rael, B. 2001. "Evaluation of Two Types of Trucks under 315-kip Cars in Revenue Service," *Technology Digest* TD01-023, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Davis, D., Reiff, R., and Rael, B. 2003. "Long-Term Wheel Wear Evaluation of Heavy Axleload Premium Trucks in Revenue Service," *Technology Digest* TD-03-018, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Davis, D., Sasaoka, C., McNeely, D., Kohake, E. and Armstrong, M. 2004. "Field Implementation of Flange Bearing in Crossing Diamonds," *Technology Digest* TD 04-019, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Davis, D., Shu, X. and O'Connor, T. 2008. "Evaluation of Flange Bearing Frogs for Turnouts," *Technology Digest* TD 08-044, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Dick, S.M. 2002. "Fatigue Analysis of Steel Railway Girder Bridges," *Proceedings of the 2002 Annual Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Ebersöhn, W. and Cunningham, J.C. 2003. "Maintenance Management on Amtrak's Heavy Haul and High Speed NEC Railway Line," *Proceedings of the 2003 Conference*, International Heavy Haul Association, Fairfield, New Jersey



Farritor, S. 2006. "Real-Time Measurement of Track Modulus from a Moving Car," NTIS Report No. FRA/ORD-05/05, Federal Railroad Administration Office of Research and Development, US Dept. of Transportation, Washington, D.C.

FRA 2000a, *Code of Federal Regulations Title 49, Track Safety Standards Part 213, Subpart A to F, Class of Track 1-5*, The Railway Education Bureau, Omaha, Nebraska

FRA 2000b, *Code of Federal Regulations Title 49, Track Safety Standards Part 213, Subpart G, Class of Track 6 and Higher*, The Railway Education Bureau, Omaha, Nebraska

FRA (2000c), *Code of Federal Regulations Title 49, Freight Car Safety Standards Part 215*, U.S. Department of Transportation Federal Railroad Administration – Office of Safety June 2000, The Railway Educational Bureau, Omaha

FRA 2007a, Office of Safety Assurance and Compliance Automated Track Inspection Program, viewed 16 December 2008, < <http://www.atipsafety.com/>>

FRA 2007b, Safety Advisory 2007-03, Railroad Bridge Safety - Explanation and Amplification of FRA's Statement of Agency Policy on the Safety of Railroad Bridges, viewed 12 December 2008, <[http://www.fra.dot.gov/downloads/safety/advisories/sa\\_2007\\_03.pdf](http://www.fra.dot.gov/downloads/safety/advisories/sa_2007_03.pdf)>

Frascella, R.J. and Noll, J.R. 2002. "Recommended Procedures for Railway Culvert Inspection," *Proceedings of the 2002 Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Gage, S.E. and Otter, D.E. 1995. "Preliminary Results of Concrete Tie Strain Measurements at FAST," *Technology Digest* TD 95-022, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Gage, S.E. and Reiff, R.P. 1995. "Interim Report: FAST Rail Seat Abrasion Test," *Technology Digest* TD 95-019, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Guins, T. 2005. "Economic Analysis of High Impact Load Wheels," *Technology Digest* TD-05-016, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Guins, T., Pinney, C. and Little, P. 2004. "Weibull Analysis of Coal Car Wheel Life," *Technology Digest* TD-04-020, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Gutscher, D. 2007. "Thermite Maintenance Weld Performance at FAST," *Technology Digest* TD-07-017, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado, June

Gutscher, D. 2008. "Gas Pressure Welds and Hollink Slot Welds Testing at FAST," *Technology Digest* TD-08-010, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado, February

Harrison, H., McCanney T. and Cotter J, (2002) "Recent developments in coefficient of friction measurements at the rail/wheel interface," *Wear*, 253, p. 114-123.

Hyslip, J.P. 2007. "Substructure Maintenance Management: Its Time has Come," *Proceedings of the 2007 Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Hyslip, J.P., Olhoeft, G.R., Smith S.S., and Selig, E.T. 2005. "Ground Penetrating Radar for Railroad Track Substructure Evaluation," NTIS Report No. FRA/ORD-05/04, Federal Railroad Administration Office of Research and Development, US Dept. of Transportation, Washington, D.C.

IHHA 2001. *Guidelines to Best Practices for Heavy Haul Railway Operations: Wheel and Rail Interface Issues*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

IHHA 2008. 'Bye-laws of the International Heavy Haul Association', viewed 16 December 2008, <<http://ihha.net/index.php>>

Iler, D. and Walker, R. 2002. "Assessing Constant Contact Side Bearing Performance for a Short Covered Hopper," *Technology Digest* TD02-023, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Jimenez, R. 2005. "Long-Term Performance Testing of Wood Ties and Fastening Systems at FAST," Research Summary RS-05-009, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Jimenez, R. and Davis, D. 2006. "In-track Performance of Plastic Composite Ties under Heavy Axle Loads at FAST," *Technology Digest* TD-06-015, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Jimenez, R. and Davis, D. 2007. "Update: New Crosstie and Fastening System Test at FAST," *Technology Digest* TD-07-027, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Jimenez, R., Davis, D. and LoPresti, J. 2000. "Final Results of Steel-Tie Testing at FAST," *Technology Digest* TD 00-015, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Jimenez, R., Li, D., and McDaniel R. 2006. "Preliminary Performance of Plastic Ties in Revenue Service at the Eastern Mega Site (Norfolk Southern)," *Technology Digest* TD-06-005, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado



Jimenez, R., Li, D. and McDaniel, R. 2007. "Preliminary Performance of Elastic Fastening Systems in Revenue Service at Eastern Mega Site," *Technology Digest* TD-07-031, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Jorgenson, J.D. 2006. "Challenges Facing the North American Iron Ore Industry," United States Geological Survey, viewed 20 December 2008, <<http://pubs.usgs.gov/of/2006/1061/2006-1061.pdf>>

Kalousek, J. June 2003. "Wheel/rail Damage and its Relationship to Track Curvature," *Wear*, Volume 258, Issues 7-8, March 2005, pp. 1330-1335

Klauser, P., Urban, C. and Florom, R. 1996. "On-track Test Results for the Heavy Axle Load Alternative Suspension Project," Research Report R-896, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Klegg, E. and Blevins, W.G. 1996. "Wheel Impact Load Detector Experience on CN," *Proceeding of the 1996 Conference*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

Kober, A.C., Jarosz, J.J., Marianos, W.N. and Lasseigne, M.E. 2003. "Rehabilitation of the Historic Kate Shelley High Bridge," Proceedings of the 2003 Annual Conference, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Kristan, J. 2000. "Thermite Weld Failure Survey," *Technology Digest* TD-00-013, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Kristan, J. 2002. "Thermite Weld Evaluations at FAST," *Technology Digest* TD-02-006, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Kristan, J. 2003. "Effects of Flashing and Alignment on Thermite Weld Performance," *Technology Digest* TD-03-026, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Kristan, J. 2004. "Thermite Weld Progress," *Technology Digest* TD-04-015, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Leary, J. 1988. "Final Report on the Development of an Alternative AAR Interchange Wheel Profile," Research Report R-708, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado



Leary, J.F. and Gudiness, T.A. 1992. "The Engineering and Economic Aspects of the AAR-1B Wheel Profile," Research Report No. R-808, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Li, D. and Clark, D. 2007. "Update of Experiments at Western Mega Site," *Technology Digest* 07-003, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Li, D. and McDaniel, R. 2007. "Update of Experiments at Eastern Mega Site," *Technology Digest* TD-07-004, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Li, D. and Selig, E. 1995. "Evaluation and Remediation of Potential Railway Subgrade Problems under Repeated Heavy Axle Loads," Research Report R-844, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Li, D., Harbuck, R., Morgart, D. and Mischke, M. 2005a. "BNSF Experience: Track geometry inspection taking into account vehicle performance," *Railway Track & Structures*, September 2005, pp. 19-23.

Li, D., McDaniel, R., Clark, D., and Allen, L. 2005b. "Eastern and Western Mega Sites: HAL Revenue Service Testing," *Technology Digest* TD-05-026, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Li, D., Stabler, L., Harbuck, R. and Kalay, S. 2005c. "Implementation of Performance Based Track Geometry Inspection on North American Railroads," *Proceedings of the 2005 Conference*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

Li, D., Salahifar, T., Wu, H. and Malone, J. 2002. "Performance Based Track Geometry Study: Vehicle/Track Interaction Tests and Modeling," Research Report R-955, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

LoPresti, J., Garcia G. and Hannafious, J. 1996. "Effects of Improved Suspension Trucks on Rail Performance," *Technology Digest* TD96-029, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

LoPresti, J. and Kalay, S. 2000. "FAST Heavy Axleload Testing Update," *Technology Digest* TD-00-024, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Martindale, T.R. and Conway, W.B. 1999. "Union Pacific Railroad Truss Hanger Rivet Replacement Program," *Proceedings of the 1999 Annual Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Moyar, G.J. and Cruse W.J. 1982. "Wear behavior of Insulated Joints, First FAST Experiment," FRA/TTC-82/02, US Department of Transportation, National Technical Information Service, Springfield, Virginia

Najjar, W.S., Bousader, P. and Pappas, P. 2007. "Load Testing of a Steel Thru-Girder Railroad Bridge with Ballasted Trough Deck," Proceedings of the 2007 Annual Conference, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Otter, D.E., Sweeney, R.A.P., and Dick, S.M. 2000. "New Rating Guidelines for Longitudinal Forces in Steel Bridges," *Technology Digest* TD-00-014, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Pueblo, Colorado

Otter, D.E. and Jones, M. 2008. "Rail Car Vertical Forces for Bridge Design and Rating," *Technology Digest* TD-08-033, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Pueblo, Colorado

Pasta, C., Tournay, H. and Urban, C. 2004. "Guidelines for Designing and Selecting Truck and Suspension Systems," Research Report R-968, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Read, D. 1991. "FAST/HAL Tie and Fastener Experiments," Research Report R-795, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Read, D., Li, D. and LoPresti, J. 2004. "Summary of the Low Track Modulus Program at FAST," NTIS Report No. DOT/FRA/ORD-04-04, Federal Railroad Administration Office of Research and Development, US Dept. of Transportation, Washington, D.C.

Reiff, R. 2008. "Wayside-based Top of Rail Friction Control – Gage Face Lubrication Issues," *Technology Digest* TD-08-027, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Reiff, R., Conn, K. and Li, D. 2006. "Eastern Mega Site Wayside Top of Rail Friction Control Implementation Status," *Technology Digest* TD-06-006, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Reiff, R. and Cooke, J. 1997. "Evaluation of a Second Prototype High Speed Tribometer," *Technology Digest* TD-97-044, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Reiff, R., Cooke, J. and Gage, S. 1997. "Evaluation of a Prototype High Speed Tribometer," *Technology Digest* TD-97-014, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado



Reiff, R. and Gage, S. 1995. "Evaluation of a Solid Lubricant Applied with a Prototype Hy-rail Vehicle Application System," *Technology Digest* TD95-009, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Reiff, R. and Gage, S. 1999. "Evaluation of Three Top of Rail Lubrication Systems," Research Report R-936, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Reiff, R., Gage, S. and Pasta, C. 1999. "Evaluation of Industry Practices for Wheel/Rail Friction Control," *Technology Digest* TD-99-018, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Richmond, S. 2006. "Scaling US Freight Car Designs for other Railroad Environments," Proceedings of the 7<sup>th</sup> World Congress on Railway Research, Montreal, \*\*

Rownd, K. and Iler, D. 2002. "Reducing the Railroad Stress-state with Improved Bulk Commodity Suspensions," *Technology Digest* TD-02-009, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Rownd, K., Urban, C. and Iler D. 1997. "Advanced Freight Car Truck Program Phase II," Research Report R-907, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Sasaoka, C., Davis, D. and Guillen, D. 2003. "Service Evaluation of Improved Running Surface Profile Frogs," Research Summary RS-03-004, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Sawley, K.J. and Clark, S.L. 1999. "Engineering and Economic Implications of Hollow Worn Wheels on Wheel and Rail Asset Life and Fuel Consumption," *Proceedings of the 1999 Conference on Wheel/Rail Interface*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

Sawley, K.J. and Parker, N. 1998. "North American Wheel-Profile Survey," *Technology Digest* TD-98-003, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Sawley, K.J. and Pasta, C. 2002. "Worldwide Rail Wear Limit Practices on Freight Railroads," *Technology Digest* TD-02-029, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Singh, S.A. and Davis, D.D. 1998. "Effects of Switch-Point Risers on Turnout Performance," *Technology Digest* TD-98-018, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado



Smith, R.E. 1986. "Conceptual Alternatives to the 3-piece Truck for the Support of Railway Freight Vehicles," *Proceedings of the 1986 Conference*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

Steele R. 1987. *Rail & Wheel Lubrication*, American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association, Lanham, Maryland

Stone, D.H. and Cummings S.M. 2008. "Effect of Residual Stress, Temperature and Adhesion on Wheel Surface Fatigue Cracking," *Proceedings of the 2008 Fall Conference of the ASME Rail Transport Division*, RTF2008-74029, American Society of Mechanical Engineers, Fairfield New Jersey

Stone, D.H., Pellini, W.S. and Harris W.J. 1986. "North American Wheel Failure Experience," *Proceedings of the 1986 Conference*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

Stone D. H., Sawley K., Kelly D. and Schust W. 1999. "Wheel/Rail Materials and Interaction: North American Heavy Haul Practices," *Proceedings of the 1999 Conference*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

Sun, J. and Sawley, K. 1998. "Laboratory Evaluation of Wide-gap Thermite Rail Welds," *Technology Digest* TD-98-026, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Sweeney, R.A.P. 2003. "Test Results for the Fatigue Design/Rating of Thru Truss Hangers," *Proceedings of the 2003 Annual Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Sweeney, R.A.P. and Unsworth, J.F. 2008. "North American Railway Bridge Inspection Practice," Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C.

Toma E., Cummings S. and Reiff, R. 2002. "A NUCARS™ Study on the Effects of Top of Rail Lubrication on the Performance of Freight Cars," Research Report R-957, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Tournay H., Wu H. and Guins T. 2004. "The influence of hollow-worn wheels on the incidence and costs of derailments," Research Report R-965, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Tournay, H., Lang, R. and Chapman, S. 2007. "Evaluation of Rotational Resistance between Truck and Carbody," *Technology Digest* TD-07-010, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Tozer, S. and Fabius, P. 2000. "Steep Nailed Embankment Technology: 2 SNART Case Studies," *Proceedings of 51<sup>st</sup> Annual Highway Geology Symposium*, Seattle,

Washington, viewed 19 December 2008,

<http://www.dstgroup.com/Portals/0/docs/Technologies/SNART/SNART%20Case%20Studies%20Paper%20Seattle%202000.pdf>

Trevizo, C. 1991. "FAST/HAL Ballast and Subgrade Experiments," Research Report R-788, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Trevizo, C. and Jimenez, R. 1997. "Preliminary Analysis of HAL (286-kip) Traffic Introduction on Concrete Tie Center Bending Strains," *Technology Digest* TD 97-035, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Tunna, J., 2004. "Characteristics of Long Service, Warp Stiffened Trucks," *Technology Digest* TD-04-023, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Uppal, A.S. 2005. "Coping with the Older Railroad Steel Bridges," *Proceedings of the 2005 Annual Conference*, American Railway Engineering and Maintenance of Way Association, Lanham, Maryland

Uppal, A.S., Otter, D.E., and Doe B.E. 2003. "Impact Loads in Railroad Short Steel Spans," Research Report R-964, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

Urban, C. 1996. "FAST HAL Alternative Suspension Systems Project," *Proceedings of the 1996 Conference*, International Heavy Haul Association, Virginia Beach, Virginia

World Steel Dynamics 2008. North American Iron Ore Industry, viewed 20 December 2008, [http://www.worldsteeldynamics.com/subscription/iron\\_ore.html](http://www.worldsteeldynamics.com/subscription/iron_ore.html)

Wu, H, Madrill, B. and Kalay, S. 2006. "New Wheel Profile Design and Preliminary Service Test Results," *Technology Digest* TD-06-023, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Inc., Pueblo, Colorado

## APPENDIX A – ABBREVIATIONS

AAR – Association of American Railroads

AMS – Austenitic Manganese Steel

AREA – American Railway Engineering Association

AREMA – American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association

CCSB – Constant Contact Side Bearing

EDH – Explosive Depth Hardening

FAST – Facility for Accelerated Service Testing

FRA – Federal Railroad Administration

GPR – Ground Penetrating Radar

HAL – Heavy Axle Load

HB – Brinell Hardness

IHHA – International Heavy Haul Association

IRJ – Insulated Rail Joint

MGT – Million Gross Tonnes

MNT – Million Net Tonnes

NPV – Net Present Value

PBTG – Performance Based Track Geometry

RBM – Rail Bound Manganese

RCF – Rolling Contact Fatigue

RSAC – Railroad Safety Advisory Committee

TTC – Transportation Technology Center (the site)

TTCI – Transportation Technology Center, Inc.

US – United States



## **APPENDIX B – UNITED STATES FEDERAL RAILROAD ADMINISTRATION RAILROAD SAFETY ADVISORY COMMITTEE RECOMMENDATION**

Attachment 3 - Recommended for Incorporation into Appendix C, Railroad Bridge Safety, 49CFR213

### **Essential Elements of Railroad Bridge Management Programs**

- 1 Assignment of responsibility for decisions regarding integrity of structures.
- 2 Have a bridge inventory that indicates party responsible for management of each bridge.
  - 2.1 Identify each bridge by milepost location or other unique identifier.
  - 2.2 The location (city, if applicable & state).
  - 2.3 What the bridge crosses.
  - 2.4 Number of tracks.
  - 2.5 Number of spans.
  - 2.6 Span length.
  - 2.7 Type(s) of construction of the
    - 2.7.1 Substructure.
    - 2.7.2 Superstructure.
    - 2.7.3 Deck.
  - 2.8 Overall length.
  - 2.9 Dates of:
    - 2.9.1 Construction.
    - 2.9.2 Major renovation.
    - 2.9.3 Strengthening.
- 3 Known capacity of railroad bridges as determined by rating by competent engineer or by design documents.
- 4 Procedures for the control of movement of high, wide or heavy loads exceeding the nominal capacity of bridges
- 5 Maintenance of permanent records of design, construction, modification, and repair
- 6 Railroad specific procedures for design and rating of bridges
- 7 Inspection of railroad bridges
  - 7.1 Inspector Qualifications
    - 7.1.1 Bridge experience or appropriate educational training
    - 7.1.2 Trained on bridge inspection procedures
    - 7.1.3 Trained on Railroad Workplace Safety
  - 7.2 Type and frequency of inspection
    - 7.2.1 Periodic (at least annually)
    - 7.2.2 Underwater
    - 7.2.3 Special
    - 7.2.4 Seismic
    - 7.2.5 Cursory inspections of overhead bridges that are not the responsibility of the railroad.
  - 7.3 Inspection schedule
  - 7.4 Documentation
    - 7.4.1 Date

- 7.4.2 Name of inspector
- 7.4.3 Reporting Format
- 7.4.4 Coherence of information
- 7.5 Inspection Report Review Process
- 7.6 Record retention
- 7.7 Tracking of critical deficiencies to resolution
  
- 8 Protection of train operations following an inspection noting a critical deficiency, repair, modification or adverse event
- 8.1 Qualifications of personnel permitted to authorize train operations.
  
- 9 Program audit procedures

## *Rautatien isännöinti Pohjois-Suomessa*

### Kommentit TTCI Selvityksestä

#### 1 JOHDANTO

Enimmäkseen TTCI:n esittämät ehdotukset ovat sopivia, ja ne antavat RHK:lle hyvää tietoa nykyisestä tilanteesta Pohjois-Amerikan rautatiemaailmassa. Kohdat

#### 2.2 Effects of Increased Axle Loads – Taulukko 2

Minusta tässä taulukossa oleva ultraäänitarkastustiheys ei riitä. Tämä ohje julkistettiin vuonna 2001. Myöhemmin raportissa on mainittu että kiskon elinikä on noin 1 miljardi tonnia ja kiskovaihdon pääsyy on yleensä kuluneisuus. Olen samaa mieltä, mutta kun kiskon elinikä on niin pitkä, kiskovian tiheys yleensä nousee. Nykyään on suositeltavaa, että ultraäänitarkastus on tehty joka 10 – 15 MBT:a vikojen tiheydestä riippuen.

#### 2.3 Heavy Haul Railroading in North America

Sivulla 10 on myös mainittu ”maximum allowable train speed .... typically 80 km/h”. Junan nopeus perustuu asiakkaiden tarpeisiin, raiteen kuntoon ja liikennesuunnitelmaan.

#### 3.2 Wheels

Sivulla 22 on mainittu, että noin 6 % pyörissä valelaipan (false flange) syvyys on enemmän kuin 3 mm. Sanottiin että ne 6 % pyöristä tekee noin 90 % kiskovaurioista kaarteissa.

#### 3.3 Wheels and Rail Profiles

Kun kuljetus alkaa, pitäisi seurata kiskon ja pyörien profiileja. Sen jälkeen voi tehdä analyysejä kiskon ja pyörän profiilien optimoinnista.

#### 3.5 Rails and Welds

Sivulla 27 on keskusteltu tyypillisestä kiskoiästä. Raportissa on mainittu, että kiskon laatu ja kovuus ovat parantuneet tasaisesti. Minusta ei ole tarpeeksi panostettu ultraäänitarkastuksiin. Ultraäänitarkastusten tiheydet ovat kasvaneet tasaisesti Pohjois-Amerikassa. Kiskot testataan myös talven aikana. CN:ssa ultraäänitarkastusten aikaväli oli lyhyempi talven aikana, kun pitkittäisjännitys on suurinta. Samaan aikaan tarkastusmenetelmät ovat parantuneet.



Tavallinen raidetarkastus muodostaa tärkeän osan kiskovikojen tarkastuksista. Esimerkiksi 500 kilometrin segmentistä pääraiteesta (enemmän kuin 50 MBT/vuosi) yleensä löytyy noin 250 vikaa silmämääräisesti.

### 3.7 Switches and Crossings

Jos akselipaino nousee, taotut risteykset vaativat enemmän kunnossapitotyötä. TTCl:n raportissa on mainittu vaihtoehtoja, ja minusta "rail bound manganese" risteys olisi paras vaihtoehto Kolarin ja Tornion välillä. Kokomangaani risteys tai "moveable point" risteykset ovat liian kalliita. CN kokeili pääraiteissa kokomangaani risteystä, mutta CN:n kannalta ne eivät kestäneet tarpeeksi kauan. Eli ei kannata maksaa lisäkustannusta. CN rataverkossa nykyisin suosituin pääraiteen risteys on jousiristeys.

### 3.8 Sleepers

En osaa kommentoida betonipölkyn taivutuslujuussuunnitelmia. Mutta CN kunnossapito-ohjeen mukaan betonipölkyn raiteella geometrian toleranssien on oltava vähintään luokan 4 (tavarajuna maksiminopeus 100 km/h ja henkilöjunan maksiminopeus 140 km/h) tasolla raiteen maksiminopeudesta riippumatta. Ohjeen tarkoitus on vähentää betonipölkyn taivutusjännitystä.

## 2 MUUT ASIAT

Raiteet Pohjois-Amerikassa on lain mukaan tarkastettava useimmin kun täällä. Kanadassa esimerkiksi, jos tavarajunan maksiminopeus on suurempi kuin 100 km/h tai henkilöjunan nopeus on suurempi kuin 140 km/h, raide on tarkastettava kaksi kertaa viikossa, ja tarkastusten välillä on oltava vähintään 2 päivää. Nopeudesta huolimatta pääraiteet on tarkastettava kerran viikossa.

En osaa sanoa ovatko nämä (lain mukaiset) tarkastustiheydet oikeita, mutta tarkastukset muodostavat tärkeän osan turvallisuusjärjestelmästä. Tässä vaiheessa on vaikea määrittää kuinka usein raide, jonka maksimiakselipaino on 30 MT tai enemmän, on tarkastettava. Esimerkiksi, nykyisen normin mukaan Kolarin ja Tornio väliin tulee betonipölkkyä ja 60 kg jatkuva kisko, eli melkein sama kuin pääraiteen standardi Pohjois-Amerikassa. Mutta kun kaivos toimii täydellä vauhdilla, raiteella kulkee noin 10 – 15 MBT, sama kuin sivuraiteella Länsi-Kanadassa. Sen takia oikea tarkastusten väli-aika on jossakin nykyisten Transport Canada:n ja RATO:n väliaikojen välillä. Aluksi raide on tarkastettava useimmin, jotta RHK saa hyvän käsityksen raiteen huononemisesta ja virheiden määrän kasvusta. Sen jälkeen RHK voi määrittää oikean tarkastustiheyden.

Toinen asia on että, liikennepaikkojen väleillä ei ole murtuneen kiskon suojausta. Olen jo maininnut että kiskovikojen lukumäärä kasvaa kun akselipaino nousee. Pohjois-Amerikassa tietääkseni akselilaskentaa ei käytetä tavaraliikenteessä. Raidevirtapiireistä saadaan varoitus murtuneista kiskoista. Raiteet, joilla ei ole raidevirtapiirejä tarkastetaan useimmin kylmän ilman aikana kiskon kunnon ja vikojen tiheyden perusteella. On tärkeää kehittää tarkastussuunnitelma murtuneen kiskon varalta.

Kevin Lane  
 Projektipäällikkö  
 Pöyry CM

27.1.2009

- Viite:
- 1) Preliminary Assessment of Finnish Railway Bridges, L. Elfgren, O. Enochsson, A. Puurula, J. Nilimaa and B. Töyrä, Luleå Railway Research Centre, 15.1.2009
  - 2) NORTH AMERICAN HEAVY HAUL EXPERIENCE for Finnish Rail Administration, John Tunna, TTCl(UK) Ltd., 23.12.2008

## **Tornio - Kolari radan akselipainojen korotusselvitykset**

Tässä lausunnossa selvitetään eroja suomalaisen käytännön sekä ruotsalaisten ja amerikkalaisten laatimien raporttien johtopäätösten välillä. Lisäksi esitetään suomalaisten asiantuntijoiden näkemyksiä ongelmakohtiin, joita näissä selvityksissä nostetaan esille.

### Siltojen hallintajärjestelmä ja tarkastukset

Molemmissa raporteissa pidetään tärkeänä sitä, että sillat tunnetaan hyvin. Siltoja ja rumpua varten pitää olla hallintajärjestelmä ja tarkastukset pitää olla asiantuntijoiden tekemiä ja riittävän tiheään tehtyjä. Erityisesti nimetään ongelma-alueiksi alusrakenteiden liikkeitä sekä teräsiltojen korroosio. Tornio-Kolari rataosalla esim. Liakanjoen teräksisessä ratasillassa on useana vuonna havaittu kevättulvien aikaa välituen liikkumista ja/tai purkautumista.

Suomessa on vastaavat järjestelmät käytössä. Rautatiesilloilla hallintajärjestelmä on toimiva ja käytössä on tarkemmat tarkastusmenettelyt, joita raportissa kuvataan. Olemassa olevat vauriot tunnetaan hyvin. Tornio-Kolari rataosalla siltojen ja rumpujen ongelmat ovat tiedossa.

### Rakennusmateriaalien ominaisuudet

Ruotsalaisten selvityksessä todetaan, että materiaaliominaisuudet pitäisi tarkastaa. Teräsiltojen kunto korroosiotila ja mahdolliset halkeamat tulisi selvittää. Korroosiotilat suomalaisissa ratasilloissa tunnetaan ja samoin halkeamat on todettu tarkastuksilla. Käsityksemme mukaan koestettut materiaaliominaisuudet eri rakenteissa, sekä betonissa että teräksessä, ovat keskimäärin paremmat kuin mitä suunnitelmissa. Laskelmissa tämä otetaan huomioon varmuuskerroksessa, koestettulla rakenteella käytetään varmuuskertoimena 1,2, kun koestamattoman rakenteen varmuuskerroin on 1,4. Laskelmiin materiaalien koestus tuo vain pientä apua.

Kesällä 2008 tarkastettiin Raumonjoen ristikkosillan (Laurila-Tornio rataosalla) syöpymiä ja teräsrakenteiden kuntoa. Tarkastusraportissa todettiin, että syöpymiä on vaakatasoilla suurim-



27.1.2009

millaan 3,5 - 4,5 mm, yksittäisiä niittejä oli myös irti ja useat niitit olivat kannoistaan syöpyneitä. Vastaavia siltoja on Kemi-Kolari rataosalla useita.

### Kantavuuslaskennat

Ruotsalaisten selvityksessä todetaan, että silloille ja eri siltatyypeille pitää tehdä kantavuuslaskenta ennen korkeampien akselipainojen käyttöönottoa. Tämä sama käytäntö on Suomessa. Suomessa on saatu hyvin samanlaisia tuloksia kuin Malmbanalla ja Haaparannan radalla. Alustavissa selvityksissä ongelmasiltoja on ollut noin puolet silloista ja kantavuuslaskennalla on saatu ongelmasiltojen lukumäärää pudotettua samassa suhteessa kuin Ruotsissa.

Eräs ruotsalaisten esiin nostama laskennallinen ongelma on ollut betonin väsyminen, jossa he ovat todenneet vertailevin mittauksin, että väsymisen laskentakaavat ovat liian konservatiivisia.

Amerikkalaisessa selvityksessä kuitenkin varoitetaan väsymyksen aliarvioimisesta. Amerikkalaiset ovat huolissaan teräsiltojen väsymyksestä. Vanhoja siltoja ei ole suunniteltu väsyttävälle kuormalle. Väsyttävät kuorman aiheuttamat jännitykset ylittyvät niin, että ne vaikuttavat väsymyksen laskentaperusteisiin.

Suomessa on todettu samoja ongelmia väsytystarkastelujen suhteen ja monessa hankkeessa, kuten Seinäjoki-Oulu rataosalla, on valitettavasti sivuutettu väsytystarkastelu toimenpiteitä määriteltäessä. Tämä saattaa jatkossa olla jonkinlainen ongelma, vaikka vielä ei väsymyksen aiheuttamia vaurioita ole silloissa esiintynytäkään.

Varsinkin betonisilloilla väsymisen vauriomekanismeista on varsin vähän tietoa. Olemassa olevia vaurioita ei välttämättä osata yhdistää väsymiseen. Yksi kehityskohde voisikin olla väsytystarkastelujen kehittäminen.

### Siltojen monitorointi

Ruotsalaisten selvityksessä suositellaan monitoroinnin järjestämistä laskelmin heikoiksi osoitetuille silloille. Tällöin mitattaisiin jännityksiä ja siirtymiä. Rataosalla Tornio-Kolari heikot sillat tunnetaan ja käytännössä mittauskohteiden valinta on helposti toteutettavissa.

Amerikkalaiset olivat selvityksissään todenneet, että mitatut arvot olivat silloilla pääsääntöisesti pienempiä kuin laskennassa todetut. Syiksi he arvioivat mm. raiteiden hyvän kunnon sillalla. Toisaalta he olivat arvioineet vain tukikerroksellisia siltoja, jossa myös kuorman jakaantuu tukikerroksen takia sillalle tasaisemmin, kuin pistemäinen kuormitus laskelmissa. He olivat kuitenkin todenneet, että kiskojen epäjatkuvuuskohdat, kuten kiskonjatkokset lisäävät sysäyskertoimia suuremmiksi kuin mitä laskennassa käytetään. Tällä on merkitystä tukikerroksettomiin teräsiltoihin, joissa ei ole tukikerrosta ja kuormitus on enemmän pistemäinen. Amerikkalaisilla ei ole mainintaa tästä raportissaan.

Amerikkalaiset myös toteavat, että kun heillä on suurimmat sallittu kuormitus 712 kN, käytännössä pieni lukumäärä kuormituspiikkejä yltää eri syistä 780 kN:iin.

Mutta vanhat sillat ovat usein moniongelmaisia. Pelkkä päällysrakenteen kantavuus ei ole ainoa peruste siltojen parantamiselle. Siltojen rakenteellinen ja toiminnallinen ikääntyminen on



27.1.2009

lopussa. Ongelmina on usein kapea silta kansi, korkeat ja kaatuvat reunapalkit, maatukien liikkeet, tulopenkereiden painumat ja peruskorjauksiin saavuttaminen. Nämä aiheuttavat kustannuksia ja pullonkauloja radan kehittämiselle.

### Siltojen uusiminen ja vahvistaminen

Sekä ruotsalaisten että amerikkalaisten selvityksessä suositellaan uusimis- ja vahventamistoimenpiteitä silloille, jotka eivät täytä kantavuuslaskelmia. Ruotsissa tämä johtaa usein sillan uusimiseen. Malmбанalla 140 sillasta 21 uusittiin tai vahvistettiin, Haaparannan radalla katsottiin, että vanhoja siltoja voidaan käyttää vielä 5 vuotta kunnes uusi rata valmistuu. Tornionjoen ratasiltaa ruotsalaiset suunnittelevat vahvistavansa jälkijännittämällä. Suomessa ei ole tehty vastaavia toimenpiteitä.

Amerikkalaiset toteavat selvityksessään, että sillan vahvistaminen on usein kustannuksiltaan edullisempaa kuin sillan uusiminen. Varmaan näin on isompien siltojen osalta. Mutta isojen siltojen raskaat toimenpiteet vaativat pitkiä liikennekatkoja ja niistä tulee sopia hyvin radan käyttäjien kanssa.

### Sillan kunnossapito

Amerikkalaisten selvityksessä todetaan, että sillan kuormitukseen vaikuttaa suuresti raiteen kunto. Epäkeskeisyydet ja epäjatkuvuuskohdat sillalla lisäävät sysäystä siltaan ja staattisen kuormituksen lisäksi kuorman väsyttävä vaikutus on suuri. Joustomassoilla on amerikkalaisten mukaan sysäyksiä pienentävä vaikutus.

Suomessa terässiltojen ja niiden raiteiden kunnossapito-osaaminen on nostettu erääksi merkittäväksi ongelma-alueeksi. Riittäviä toimenpiteitä ei ole kuvattu ohjeisiin tai sopimuksiin ja osaaminen uhkaa unohtua kunnossapitäjien vaihtuessa. Tällä on siis suuri merkitys sillan kantavuuteen, sekä teräs- että betonisilloilla.

### Rummut

Amerikkalaiset toteavat raportissaan, että merkittävin tapa parantaa radan alusrakenteiden muutoksia ja pettämisiä on radan kuivatuksen järjestäminen. Rummut ovat oleellinen osa tätä järjestelmää.

Amerikkalaiset antavat raportissaan mitoitusperusteita rummuille. He suosittelevat, että rummut mitoitetaan niin, että rummu ei saa padottaa kerran 25 vuodessa esiintyvää tulvaa. Tornio-Kolari rataosan rummut ovat järjestäen liian pieniä, padotusta tapahtuu useilla rummuilla lähes vuosittain. Tämä koskee myös pieniä siltoja, niiden aukkoja ei tulisi pienentää rummuiksi kustannusten säästämiseksi.

Amerikkalaisten mukaan rummut tulisi tarkastaa vähintään kerran viidessä vuodessa sekä suurten tulvien jälkeen. Lapissa on suuria tulvia joka vuonna. Suomessa rummut tarkastetaan joka vuosi kunnossapitäjien toimesta ja huonokuntoisimmat rummut (n. 50 kpl/vuosi) tarkastetaan asiantuntijan toimesta. Rummut ovat Suomessa rekisterissä ja niiden kunnon seuraamista varten on luotu hallintajärjestelmä. Riskirummut ovat tiedossa.

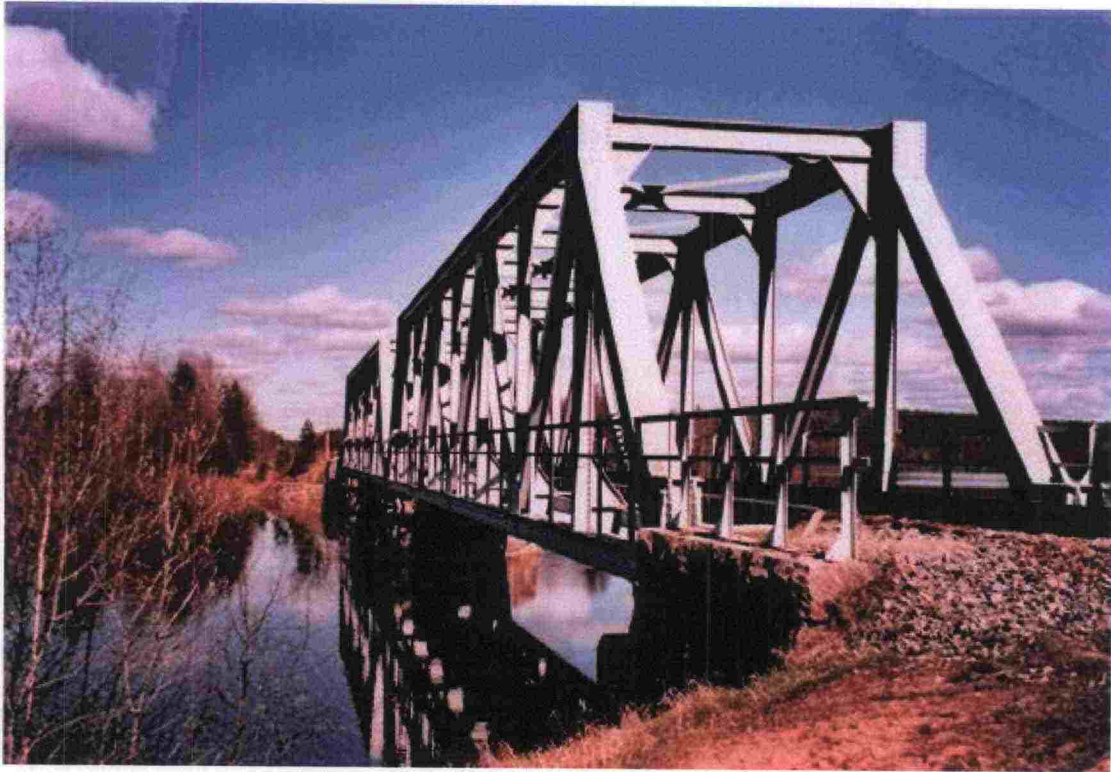
27.1.2009

### Yhteenveto

- 1) Raporteissa ei ole merkittäviä uusia asioita Suomessa käytössä oleviin menetelmiin. Osa raporteissa suositelluista asioista ovat käytännössä jo olemassa ja hallinnassa (hallintajärjestelmät, tarkastukset ja kantavuuslaskennat)
- 2) Kantavuuslaskennoista todetaan raporteissa, että ne sisältävät mitattuihin arvoihin nähden ylivarmuutta. Toisaalta korostetaan, että mittauksissa on todettu laskelmia suurempia sysäyskertoimia ja väsytystarkastelujen merkitystä sillan käytettävyyteen. Tornio-Kolari rataosalla siltojen kantavuuksien teoreettinen tarkastelu on pitkälle edennyt ja kantavuus on laskettu sekä kotimaisin ohjein että eurokoodein. Merkittäviä eroja ei ole ja tulokset ovat samansuuntaisia kuin ulkomaiset selvitykset.
- 3) Sekä Ruotsissa että Amerikassa uusittavien ja vahvennettavien siltojen lukumäärä on suuri verrattuna Suomen siltoihin. Suomessa toimenpiteet tehdään yksittäisinä, linjaparannusta ei tehdä. Malmбанalla raskaita toimenpiteitä tehtiin n. 15 % silloista. Kemi-Tornio-Kolari rataosuudella tämä määrä siltoja tarkoittaisi n. 10 siltaa. Haaparantarata menee kokonaan uusiksi.

Janne Wuorenjuuri  
Oy VR-Rata Ab  
Rautatiesuunnittelu





## **Preliminary Assessment of Finnish Railway Bridges**

**Railway Infrastructure Upgrading with Increase of Axle Loads  
from 25 to 30 tonnes on the Line Tornio – Kolari.**

**A Comparison with Swedish Railway Bridges on the Lines  
Luleå – Narvik and Haparanda – Boden.**

**Lennart Elfgren, Ola Enochsson, Arto Puurula, Jonny Nilimaa and Björn Töyrä**

**2009-01-15**

Luleå Railway Research Centre, JVTC  
Division of Structural Engineering  
Luleå University of Technology  
SE-971 87 Luleå, Sweden





## Preface

This report has been commissioned by the Finnish Rail Administration in December 2008. Contact Persons have been Markku Nummelin, Technical Director, and Matti Levomäki, Manager Technical Unit. Data on the Finnish Railway Bridges have been provided by Janne Wuorenjuuri, VR-Trac Ltd, Railway Consulting. No site visits have been made due to time and climate restraints. The outline of the work has been discussed with Pauli Kolisoja, Professor, and Antti Nurmikolu, Senior Research Scientist, at Tampere University of Technology.

The report has been written in the Luleå Railway Research Centre, JVTC, and the Division of Structural Engineering at Luleå University of Technology, LTU. In the report Jonny Nilimaa, M. Sc. Student, is the main author of chapter 4, Arto Puurula, Tekn. Lic., is the main author of chapter 5, and Ola Enochsson, Tekn. Lic., is the main author of chapter 6, while Lennart Elfgren, Professor, Tekn. Dr., is the main author of the other chapters. Björn Töyrä, Head, Northern Region of the Investment Division, Banverket, has contributed with facts and viewpoints to chapters 5 to 8.

Luleå, 15 January 2009

Jonny Nilimaa, Ola Enochsson, Arto Puurula, Björn Töyrä and Lennart Elfgren

*The photo on the front page shows the Tengeliönjoen steel truss bridge from 1951 located north of Ylitorni (km 965+600)*

## Summary

Based on experiences with Malmaban and Haparandaban in Northern Sweden a preliminary assessment has been made of the load bearing capacity of the bridges on the Finnish railway line between Tornio and Kolari.

In Sweden a thorough investigation was made of the capacity of the different bridge types and their foundations. On Malmaban with 144 bridges (20 long concrete; 72 short concrete, 12 steel, 2 composite and 8 rock culverts) it was found that about one half of the bridges could carry an increased axle load from 25 to 30 ton in their existing states after a standard assessment. The other half had to go through an extended assessment process. Out of them, 60 bridges were cleared, 10 bridges were strengthened, and only 11 bridges had to be replaced. The concrete fatigue capacity was a problem according to the preliminary assessments. A research project including fatigue testing of a standard concrete through bridge showed that the codes for concrete fatigue failure were highly conservative.

For Haparandaban it was found for steel truss bridges from around 1910 that measurements of the actual dynamic amplification factor gave lower values than calculated factors. This made it possible to increase the axle load from originally 18 ton to 22,5 and 25 ton for a five year period until a new line will be in service.

The following recommendations are made for the Finnish Bridges, compare with Table S1 below:

- (1) All bridges should be inspected by qualified engineers, if this has not been done already. It is especially important that any movements in the foundations are observed.
- (2) Actual material properties should be established. Corrosion and cracking in the steel bridges should be checked.
- (3) Assessment calculations should be performed for the different bridge types to check their ability to take increased loads.
- (4) Monitoring of strains and deflections may complement the calculations for bridges that show a low capacity.
- (5) Bridges which do not fulfil the requirements may be strengthened.

*Table S1. Overview of Railway Bridges between Tornio and Kolari.*

All the steel bridges are without ballast.

Bridge Type and Number of Spans Recommendations: A – Assess, M – Monitor, S - Strengthen	Span Lengths [m]	Built Year	Axle Load [ton]	Recommendations and Potential
Steel Truss with Secondary Girder - 3	40 - 45	1949-51	18	A, (M, S) -> 30 ton
Steel Girder with Secondary Girders - 3	21 - 27	1951-63	18-20	A, (M, S) -> 30 ton
Steel Girder - 20	10 - 23	1948-65	18-20	A, (M, S) -> 30 ton
Concrete Arch - 1	39	1965	20	A -> 35 ton
Concrete Girder - 7	7,5 - 11	1951-94	20-25	A -> 30 - 35 ton
Concrete Frame - 23	2,2 – 11,2	1960-88	20-25	A -> 30 - 35 ton
Concrete Slab - 2	3,5 - 6	1952	20	A -> 30 - 35 ton
Iron Bars in Concrete Slab - 1	6	1926	20	A -> 30 - 35 ton
Stone Arch - 2	3,4 – 4,5	1925-26	20	A -> 30 - 35 ton

## Contents

Preface.....	2
Summary .....	3
Contents.....	4
1. Background .....	5
2. Object and Scope.....	5
3. Assessment, Monitoring and Strengthening Methods for Railway Bridges.....	5
3.1 General.....	5
3.2 Assessment Process .....	5
3.3 Influence of Damages.....	7
3.4 Monitoring Methods and Practice.....	7
3.5 Strengthening of Existing Bridges.....	8
4. Bridges on the Line Tornio – Kolari.....	9
4.1 General.....	9
4.2 Description of the individual bridges.....	11
4.2.1 Concrete Bridges .....	11
4.2.2 Stone Bridges.....	14
4.2.3 Steel Bridges.....	14
4.3 Summary.....	16
5. Bridges on the Line Luleå – Narvik (Malmbanan) .....	17
5.1 General.....	17
5.2 Assessment.....	17
5.3 Method for the control calculation.....	18
5.4 Prestressed concrete bridges .....	20
5.4.1 Haparandavägen.....	20
5.4.2 Conclusions for prestressed concrete bridges .....	21
5.5 Ordinary Reinforced Concrete Bridges .....	21
5.5.1 Boden C.....	22
5.5.2 Luossajokk.....	22
5.5.3 Conclusions for ordinary reinforced concrete bridges.....	23
5.6 Steel Bridges.....	23
5.6.1 Lina älv .....	24
5.6.2 Summary for steel bridges.....	25
5.7 Summary of Assessment Calculations.....	25
5.7.1 General.....	25
5.7.2 Capacity in the ultimate limit state .....	26
5.7.3 Capacity of material.....	26
6. Bridges on the Line Haparanda – Boden.....	27
7. Capacity for Different Swedish Bridge Types.....	29
7.1 Assessment of Steel Bridges .....	29
7.2 Assessment of Concrete Bridges.....	29
7.3 Partial coefficients and material properties.....	30
8. Recommendations for the Line Tornio - Kolari .....	31
9. References .....	34
Appendix. Data for Bridges on the Line Tornio – Kolari.....	37



## 1. Background

There is an interest in the possibility to increase the allowable axle load on the railway line between Tornio and Kolari in order to be able to transport iron ore from new mines in an economic and efficient way. Similar investigations have earlier been made in Sweden, Paulsson, Töyrä et al (1996 a-d) and Enochsson et al (2008, 2009).

## 2. Object and Scope

The main interest is to compare the types, lengths and loading models used in design of the Tornio – Kolari line bridges with those Swedish bridges for which extra capacity has been found. Based on the comparison, an estimate of the bridges that should be totally renewed, strengthened and which can bear the axle loads of 25, 30 and 35 tons (currently 22,5 tons) should be the main target.

Also a short summary shall be given on:

- bridge assessment processes when the target is to raise the axle loads and to identify hidden extra capacities
- methods to take damages into account when calculating bearing capacity
- description of bridge monitoring methods and practices
- bridge strengthening practices and experiences

## 3. Assessment, Monitoring and Strengthening Methods for Railway Bridges

### 3.1 General

During 2003-2008 a European research project was carried out on the capacity of existing railway bridges: *Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives*, SB(2007). The background to the project was an earlier upgrading of the Iron Ore line (Malmbanan) between Luleå and Narvik, which is documented in several reports, Paulsson, Töyrä et al (1996 a-d, 1997, 1998), Nilsson et al (1999), Thun et al (1999) and Enochsson et al (2002). In the European project four guidelines were produced and many background documents, see SB (2008). Also a reinforced concrete railway trough bridge was tested to failure in order to calibrate new and existing assessment methods, SB7.3 (2008), Purula et al (2008).

Studies have also been made on the Vindel Arch Bridge NW of Umeå, He et al (2006, 2008), and on the Källösund road bridge on the west coast of Sweden, Enochsson et al (2004), Plos et al (2004) and Purula (2004),

### 3.2 Assessment Process

The assessment process is illustrated in Figures 3.1 – 3.3

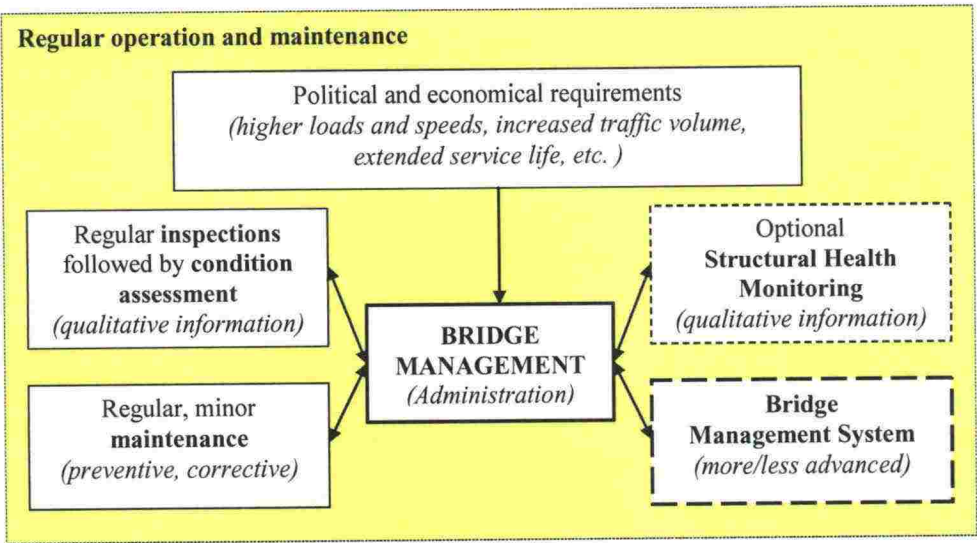


Figure 3.1. Regular operation and maintenance of bridges. If there are questions regarding e. g. safety, serviceability or durability action can be taken according to Figures 3.2 and 3.3. From SB-GUIDE (2007).

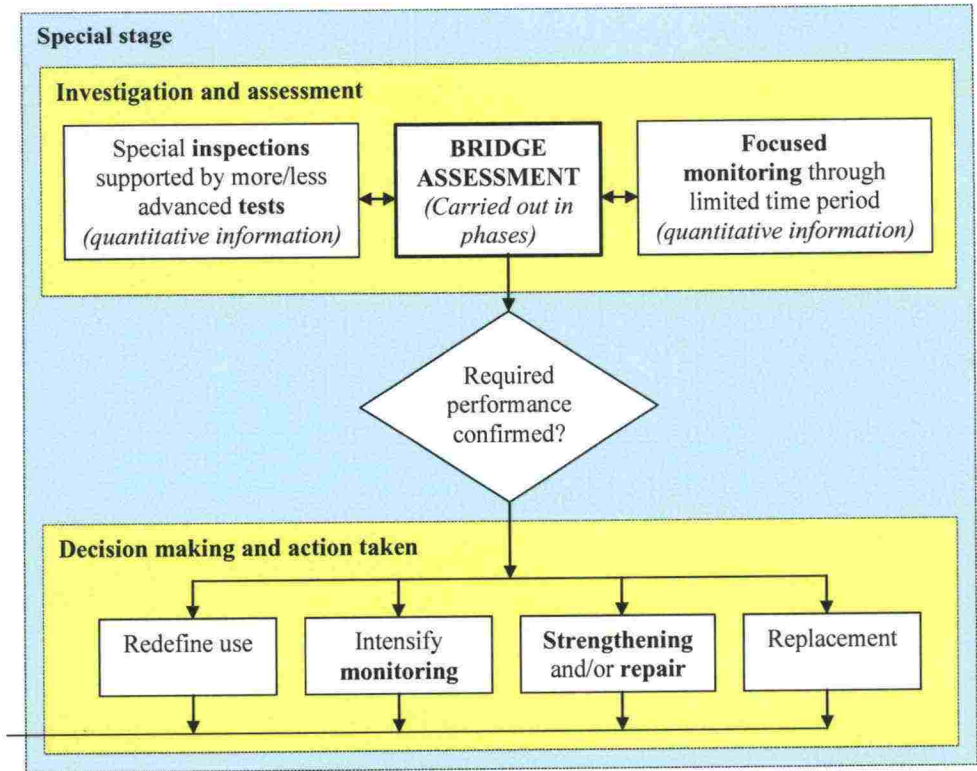


Figure 3.2. Special stage of operation and maintenance of bridges when there is a special concern regarding e.g. safety, serviceability or durability. After decisions are made and actions taken (the last line in the figure), the bridge is returned to regular operation and maintenance according to Figure 1. The assessment procedure is further illustrated in Figure 3. From SB-Guide (2007).



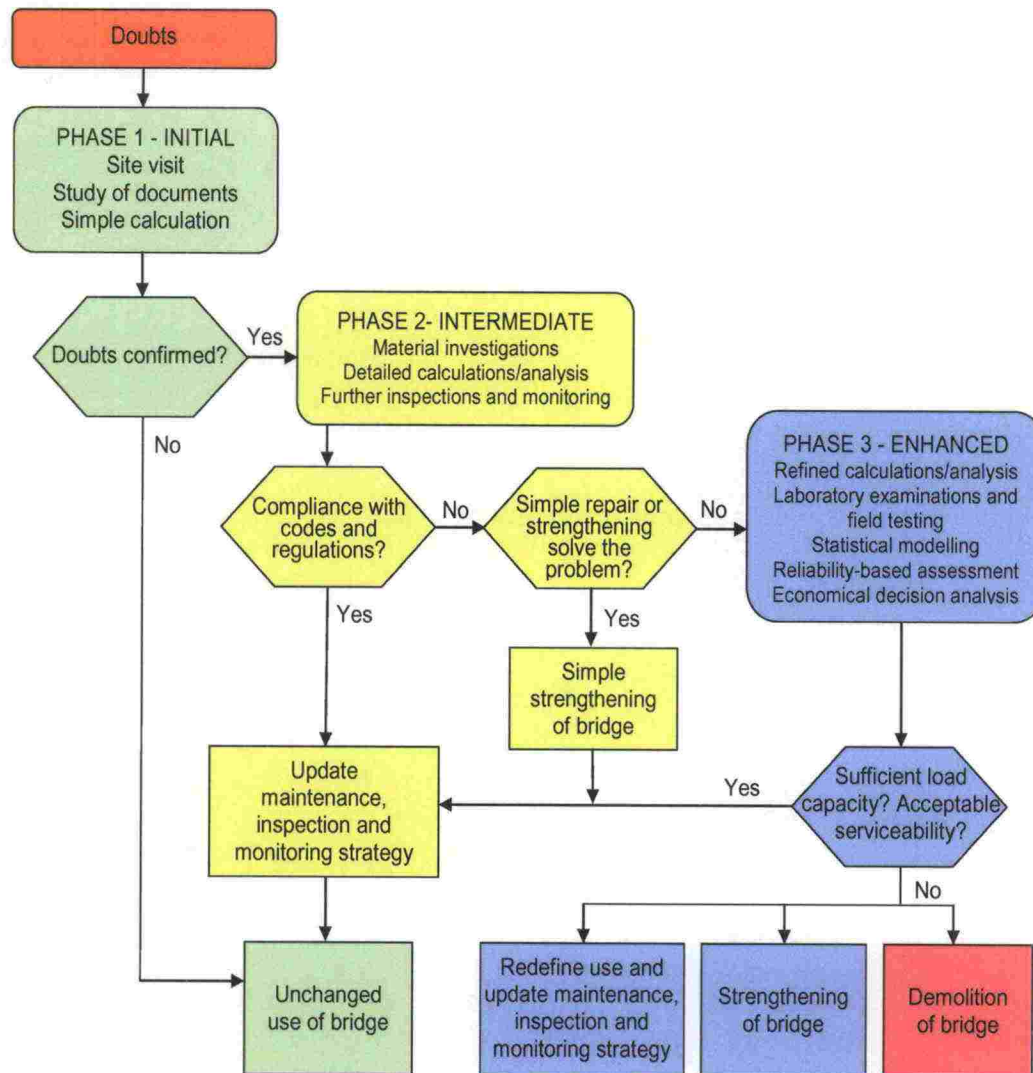


Figure 3.3. Flow diagram for the assessment of existing bridges as a part of the process with the special stage of operation and maintenance in Figure 2. Three phases are identified: Initial, Intermediate and Enhanced depending on the complexity of the questions involved. From SB-LRA (2007).

### 3.3 Influence of Damages

If it is established from inspection that the structure has only minor defects, these results can be used to specify and organise necessary maintenance work.

If, on the other hand, more extensive damage is discovered, the structure must be repaired and restored to satisfactory condition, and the cause of the damage should be investigated and put to rights, see Figure 3.1 - 3.3

### 3.4 Monitoring Methods and Practice

Monitoring is mostly used in special cases e. g.

- In the construction phase to check strains and deformations
- Before and after strengthening of a bridge to check the effect of the strengthening
- On important and new types of bridges to check their behaviour and to calibrate numerical and analytical models for bridges for their load bearing capacity and life cycle length
- On damaged bridges to check the bearing capacity



- To check the influence of increased speed and or load on an existing bridge
- To check if maintenance procedures are efficient

Examples of methods are given in SB-MON (2007), chapter 7, monitoring tool-box. The most common are:

**Testing methods:**

- Strain measurement
- Vibration testing,
- Displacement measurements via inclinometers and curvature measurements.

**Sensors:**

- Accelerations (Piezoelectric accelerometers, Capacitive accelerometer, Force balanced accelerometer),
- Displacements (Inductive linear position sensors, Vibrating wire displacement sensors),
- Strains (Electrical resistance strain gage, Bragg grating strain gage, Fabry-Perot interferometer strain gage, Interferometric deformation sensors),
- Temperatures (Thermocouples, Bragg grating temperature sensor, Resistance thermometers)

### **3.5 Strengthening of Existing Bridges**

Work of this kind is undertaken in particular to ensure the safety and regularity of rail traffic in response to railways' current demand for:

- higher axle loads for freight traffic ;
- higher maximum speeds for both freight and/or passenger traffic, on existing lines.

In order to achieve the first objective, it is frequently necessary to increase the carrying capacity of the structure; the second objective, depending on the new speed planned, may occasionally necessitate bridge-widening.

Older concrete bridges may be strengthened by means of additional reinforcement, for example by using the technique of bonded plates, sheets or bars of steel or Carbon Fibre Reinforced Polymers (CFRP), see SB-STR (2007) and Täljsten (2006).

If necessary, it is possible:

- to strengthen prestressed concrete superstructures by additional prestressing.
- to reinforce steel decks by replacement of weak components, bracing components with inadequate resistance to flexural buckling, fitting additional components.
- to reinforce walls and abutments by ground anchoring at the rear, soil injection, or load transfer to root piles.
- to protect and improve underwater foundations by means of concrete or sheet pile enclosures, and to protect and stabilise the ground in the vicinity of water courses by stone pitching, gabions or drainage blankets.

Methods for strengthening are given in SB-STR (2007) There, a graphical index is given with typical structures with examples of areas in need of strengthening and of possible methods.

## 4. Bridges on the Line Tornio – Kolari

### 4.1 General

A table of all the bridges on the line is given in Appendix. The bridge locations are illustrated in Figure 4.1. Below in Table 4.1 the different types are summarized.

The line was built during several periods: The first part around 1916 (up to Niemenpää) and around 1928 (up to Ylitornio). Many of these bridges were destroyed during the Second World War and was rebuilt after that. The last part up to Kolari was built around 1960.

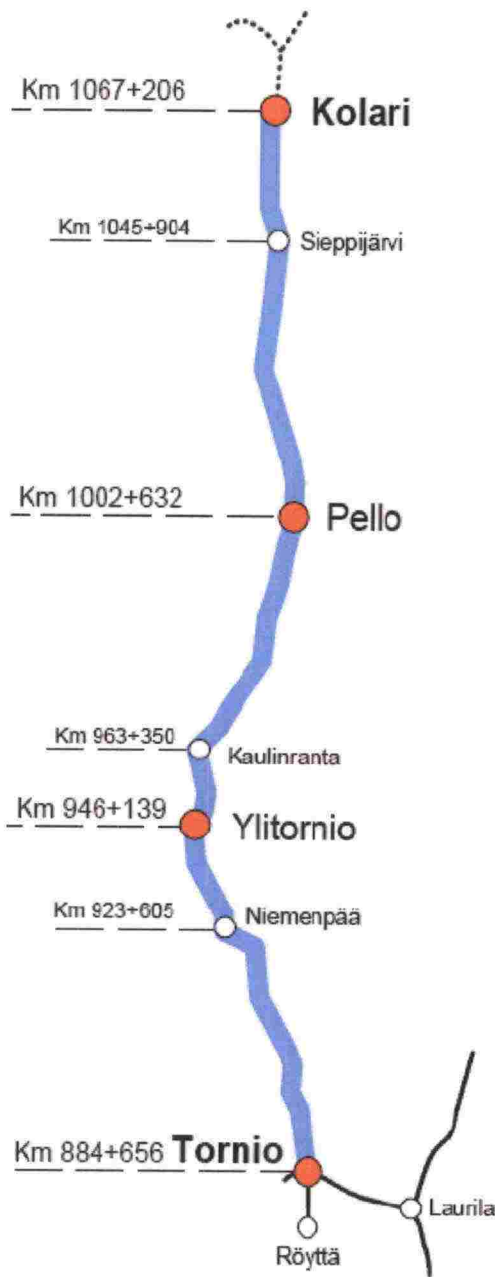


Figure 4.1 Map of the Railway Line Tornio – Ylitornio – Pello – Kolari – Äkäsjokisuu

Table 4.1 List of Bridges Tornio – Kolari .

Km+m	Bridge type	Bridge name	Use	Built		Spans	Design	Axle
				Bridge	Found		Code	Load
0885+0969	Concrete frame	Kivirannan	AK	1988	1988	6.6	VR-74	25
0887+0177	Steel girder	Keropudaksen	RS	1954	1925	18.00+18.00	I-48	20
0895+0052	Concrete slab	Heikanojan	RS	1952	1925	3.5	I-48	20
0904+0713	Steel girder	Liakanjoen	RS	1948	1913	12*11.88 (12 spans)	I-26	18
0921+0847	Stone arch	Vonkanojan	RS	1925	1925	3.5	1914	20
0923+0146	Concrete girder	Myllyjoen	RS	1951	1916	7.50	I-48	20
0925+0113	Steel truss w 2nd girders	Martimonjoen	RS	1949	1926	40.00	I-26	18
0938+0632	Concrete slab	Koskenojan	RS	1952	1926	6.00	I-48	20
0943+0403	Stone arch	Anninojan	RS	1926	1926	4.5	1914	20
0945+0350	Concrete cont. girder	Suutarinmäen	AKS	1978	1978	8.5+10.5+8.5	VR-74	25
0947+0508	Concrete cont. girder	Kopamäen	AKS	1994	1994	8.8+11.0+8.8	VR-74	25
0949+0339	Iron bars in concrete slab	Rovavaaranojan	RS	1926	1926	6.00	1914	20
0950+0146	Steel girder	Iso-Jaukkurin	RS	1950	1926	10.00	I-26	18
0955+0600	Steel truss w 2nd girders	Tengeliönjoen	RS	1951	1928	(45.00+45.00)+21.00	I-26	18
0955+0600	Steel truss w 2nd girders	Tengeliönjoen	RS	1951	1928	45.00+45.00(+21.00)	I-26	18
0963+0433	Concrete frame	Maitoputaan	RS	1960	1960	2.2	I-48	20
0964+0695	Concrete frame	Vanhaisen	RS	1960	1960	2.2	I-48	20
0966+0981	Concrete frame	Kouvosaarenojan	RS	1961	1961	3.5	I-48	20
0973+0646	Steel girder w 2nd girders	Ratasjoen	RS	1962	1962	22.00	I-48	20
0978+0694	Concrete frame	Nikolanojan	RS	1960	1960	2.2	I-48	20
0984+0239	Concrete frame	Uitonkankaan	RS	1961	1961	2.2	I-48	20
0986+0971	Concrete frame	Paamajoen	RS	1961	1961	9.0	I-48	20
0990+0992	Concrete frame	Hanhijängän	RS	1961	1961	2.2	I-48	20
0992+0980	Concrete frame	Korpiuoman	RS	1961	1961	2.2	I-48	20
0998+0083	Concrete frame	Kynäslammen	RS	1961	1961	2.2	I-48	20
1001+0102	Steel girder w 2nd girders	Jolmanpudaksen	RS	1963	1963	27.00	I-48	20
1008+0659	Concrete frame	Myllyjoen	RS	1961	1961	4.0	I-48	20
1015+0394	Concrete frame	Teiko-ojan	RS	1961	1961	6,0	I-48	20
1018+0708	Concrete frame	Lehmiojan	RS	1961	1961	3,0	I-48	20
1020+0910	Steel girder	Naamijoen	RS	1964	1964	23.00+23.00+23.00	I-48	20
1029+0503	Concrete frame	Kahmanojan	RS	1963	1963	2.2	I-48	20
1031+0304	Concrete frame	Veittikoskenojan	RS	1963	1963	2.2	I-48	20
1033+0200	Concrete frame	Sietkijoen	RS	1963	1963	11.20	I-48	20
1038+0473	Concrete frame	Äijänojan	RS	1962	1962	3.5	I-48	20
1048+0089	Concrete frame	Rapakonojan	RS	1962	1962	3.5	I-48	20
1056+0054	Concrete frame	Honkamaanojan	RS	1962	1962	5.0	I-48	20
1061+0125	Concrete frame	Heinijoen	RS	1962	1962	8,0	I-48	20
1068+0027	Steel girder	Ylläsjoen	RS	1965	1965	16.00+16.00	I-48	20
1076+0190	Concrete frame bridge	Niesajoen	RS	1972	1972	5.65	I-48	20
1075+0869	Concrete frame	Niesajoen	RS	1965	1965	6,5	I-48	20
1081+0757	Concrete arch	Äkäsjoen	RS	1965	1965	39.00	I-48	20
1084+0091	Concrete frame	Mannaojan	RS	1966	1966	6,0	I-48	20



4.2 Description of the individual bridges

4.2.1 Concrete Bridges

Concrete frame bridges

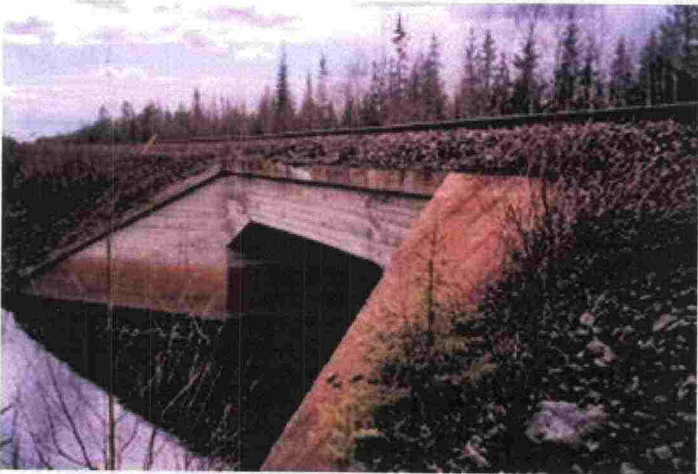


Figure 4.2. A typical concrete frame bridge, Sietkijoen, 1033+200, from 1963.

There are 23 concrete frame bridges on the line, and 22 of these are built between 1960 and 1972. These bridges have span lengths between 2.2 and 11.2 meters. There is also one newer frame bridge, built 1988, and with a span length of 6.6 meters. There is a footpath beneath the newer bridge. The older bridges has been designed according to design load I-48, see figure 4.3, and the new one has been designed according to design load VR-74, see figure 4.4.

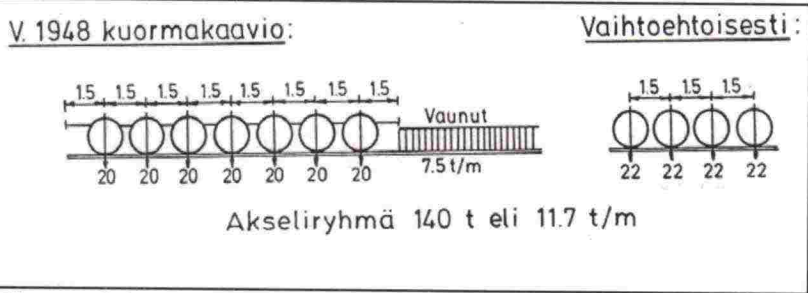


Figure 4.3. Design load I-48

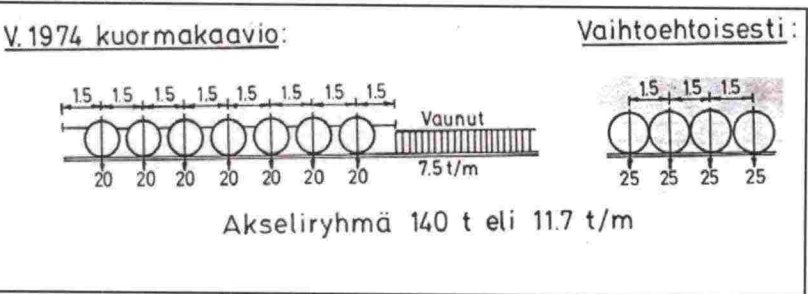


Figure 4.4. Design load VR-74

# Concrete slab bridges



Figure 4.5. Concrete Slab Bridge, Koskenojan, 938+632, from 1962.

There are two concrete slab bridges on the line, both are built in 1952. Their Substructures are on the other hand from 1925 and 1926. The spans are 3.5 and 6.0 meters and the design load is called I-48, see figure 4.3.

# Iron bars in concrete slab



Figure 4.6. Rovavaaranojan ratasilta, 949+339, from 1926.

The bridge called Rovavaaranojan ratasilta is of a type called iron bars in concrete slab. The bridge was built in 1926 and the span measure is 6.6 m. Design load for Rovavaaranojan ratasilta, called 1914, is shown in figure 4.7.

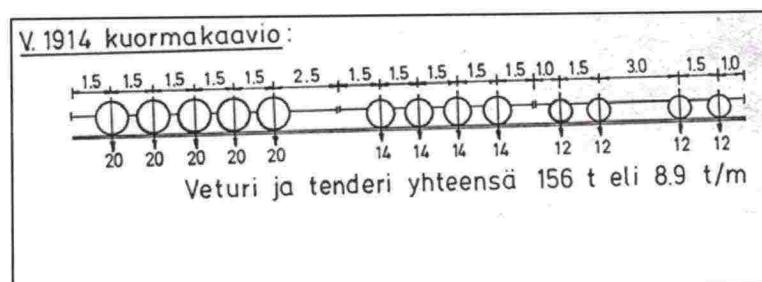


Figure 4.7. Design load 1914



### Concrete girder bridges

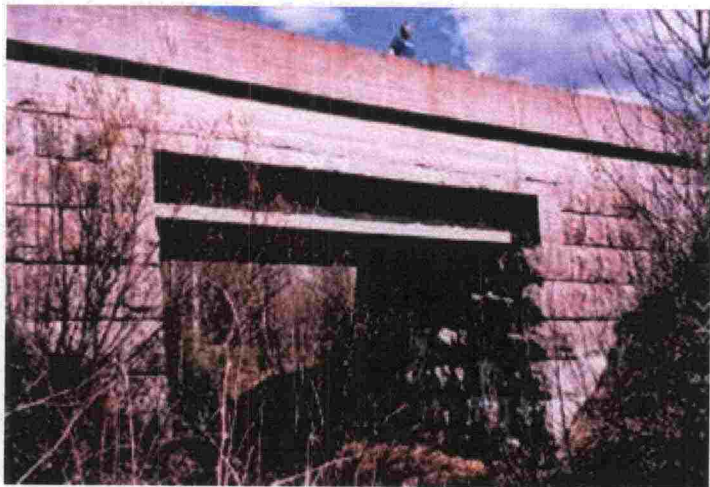


Figure 4.8. Concrete Girder Bridge, Myllyojan, 923+146 from 1951.

There is one concrete girder bridge on the line, the Myllyojan ratasilta, with a span of 7.7 meters. The bridge was built in 1951, while the substructure was built in 1916. It is ballastless bridge and the design load is I-48, see figure 4.3.

### Concrete continuous girder bridges



Figure 4.9. Suutarinmäen, 945+350, from 1978.

The continuous girder bridges have roads running under and the spans are thereby longer than for the previous bridge type. There are two bridges of this type on the line. Design load used for these bridges is VR-74, see figure 4.4.

1. Suutarinmäen alikulkusilta was built 1978 and has 3 spans of 8.5+10.5+8.5 meters.
2. The 74 Kopamäen alikulkusilta was built 1994 and has 3 spans of 8.8+11.0+8.8 meters.



## 4.2.2 Stone Bridges

### Stone arch bridges

There are two stone arch bridges from 1925 and 1926 on the line, Vonkanojan and Keskenojan ratasilta. The spans are 3.5 and 4.5 m. Design load for these bridges is the type called 1914, see figure 4.7.

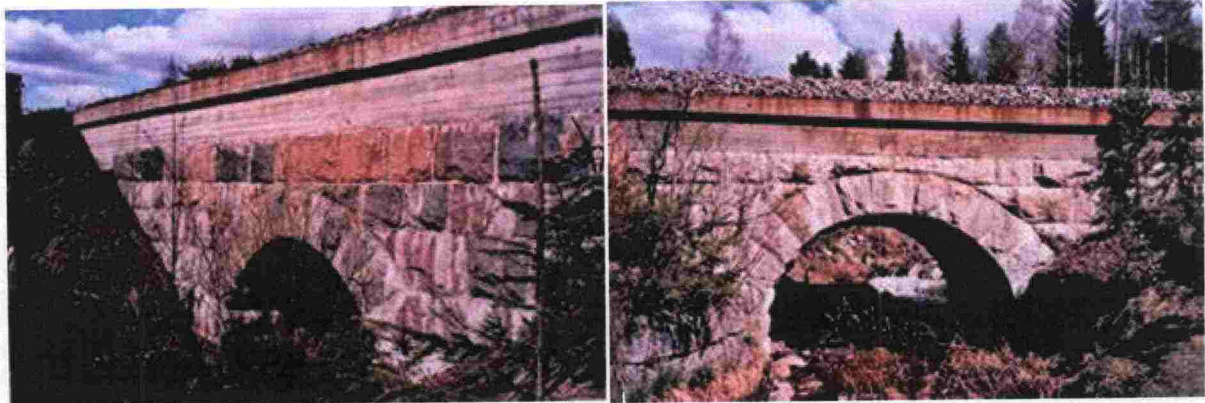


Figure 4.10. Stone Arch Bridges on the line. Vonkanojan, 921+847, from 1925, on the left side and Aminojan, 943+403, from 1926 on the right side.

## 4.2.3 Steel Bridges

There are three types of steel bridges on the railway line between Tornio and Kolari, Steel girder bridges, with or without secondary girders, and Steel truss bridges. These bridges were built between 1948 and 1965, and are all ballastless.

### Steel girder bridges, with secondary girders

There are two and one third steel girder bridges with secondary girders, as shown in figure 4.11, on the line.

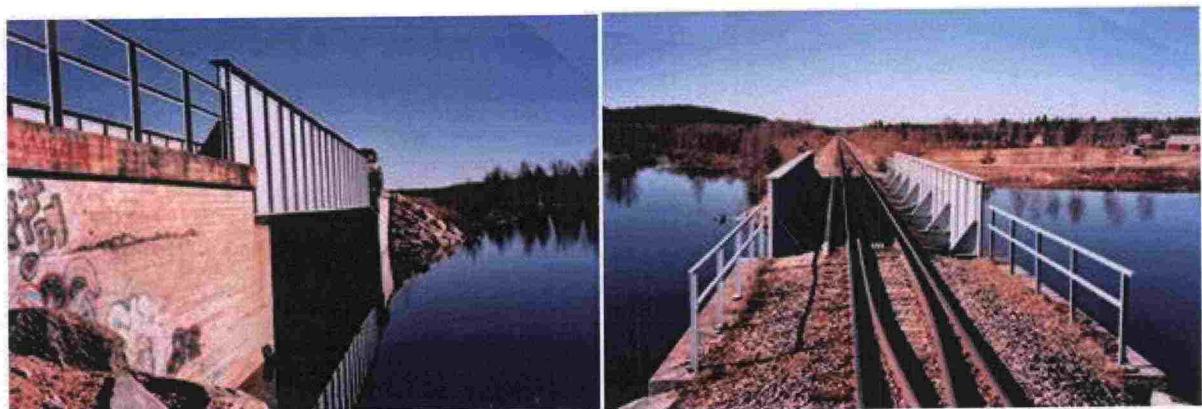


Figure 4.11. Jolmanpudaksen, 1001+102, from 1963.

Liakanjoen ratasilta, with 12 spans of 11.88 m each, was built in 1948 and has a substructure from 1913. There has been some movement of the substructure of this bridge. Design load for Liakanjoen ratasilta is I-26, see figure 4.12.

Iso-Jaukkurin ratasilta with a single 10 m span was built in 1950 and has a substructure from 1926. Design load for this bridge is I-26, see figure 4.12.

Tengeliönjoen ratasilta has a substructure from 1928, but the bridge was built in 1951. The design load is I-26 for this bridge as well, see figure 4.12. It has three spans which are 45.00+45.00+21.00 m, the two first spans are steel trusses with secondary girders and the third span is a Steel girder with secondary girders. The bridge is shown in figure 4.14.

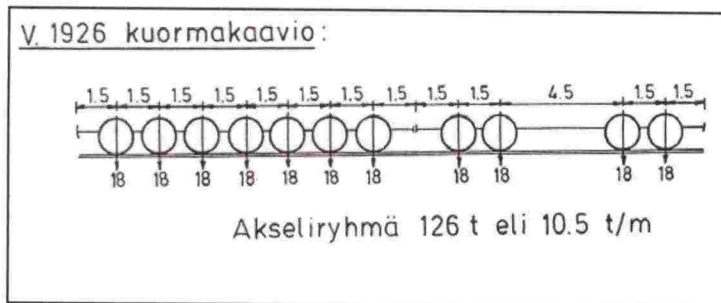


Figure 4.12. Design load I-26

### Steel girder bridges

Keropudaksen ratasilta has two spans, both 18 m. The substructure is from 1925 and the Bridge was built in 1954. Design load for this bridge is I-48, see figure 4.3.

Ratasjoen ratasilta from 1962 has a single span which is 22.00 m. This bridge was designed according to design load I-48, see figure 4.3.

Jolmanpudaksen ratasilta from 1963 has a single span which is 27.00 m. This bridge was designed according to design load I-48, see figure 4.3.

Naamijoen ratasilta from 1964 consists of 3 spans, each 23.00 m. Design load for this bridge is I-48, see figure 4.3.

Ylläsjoen ratasilta, built 1965 has two 16.00 m spans. Design load for this bridge is I-48, see figure 4.3.

### Steel truss bridges with secondary girders

At first we have the Martimonjoen ratasilta from 1949. It has a single 40.00 m span and the substructure is from 1926. The design load is called I-26 and is shown in figure 4.12.

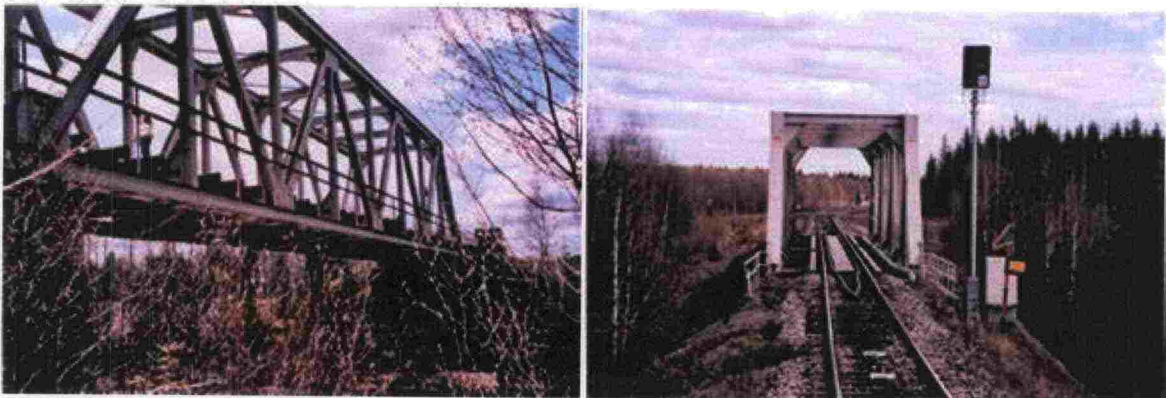


Figure 4.13. Martimonjoen, 925+113, from 1949.



The Tengeliönjoen ratasilta was built in 1951 and has a substructure from 1928. The design load is I-26 for this bridge as well, see figure 4.12. It has three spans which are 45.00+45.00+21.00 m, the two first spans are Steel trusses with secondary girders and the third span is a Steel girder with secondary girders. The bridge is shown in figure 4.14.

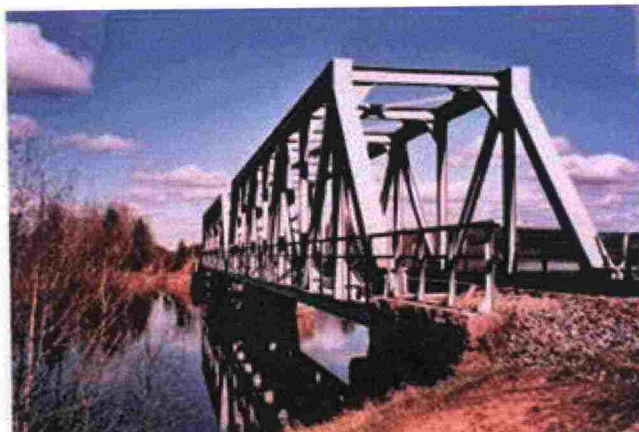


Figure 4.14. Tengeliönjoen, 965 + 600, from 1951.

### 4.3 Summary

The number of spans for the different bridge types are summarised in Table 4.2 together with span lengths, year for building and allowable axle load.

Table 4.2 Summary of Bridges

Bridge Type and Number of Spans	Span Lengths [m]	Built Year	Axle Load [ton]
Steel Truss with Secondary Girder - 3	40 - 45	1949-51	18
Steel Girder with Secondary Girders - 3	21 - 27	1951-63	18-20
Steel Girder - 20	10 - 23	1948-65	18-20
Concrete Arch - 1	39	1965	20
Concrete Girder - 7	7,5 - 11	1951-94	20-25
Concrete Frame - 23	2,2 - 11,2	1960-88	20-25
Concrete Slab - 2	3,5 - 6	1952	20
Iron Bars in Concrete Slab - 1	6	1926	20
Stone Arch - 2	3,4 - 4,5	1925-26	20



## 5. Bridges on the Line Luleå – Narvik (Malmbanan)

### 5.1 General

In Sweden, Banverket got the following question from the iron ore producer LKAB: “Can the axle load be increased from 25 to 30 ton on Malmbanan?” To answer the question a thorough investigation was made of the capacity of the line and of its different bridge types and their foundations, Paulsson, Töyrä et al (1996 a-d), Jernbanelverket (1996a, b)

On Malmbanan, see figure 5.1, there are 144 bridges (20 long concrete; 72 short concrete, 12 steel, 2 composite and 8 rock culverts).

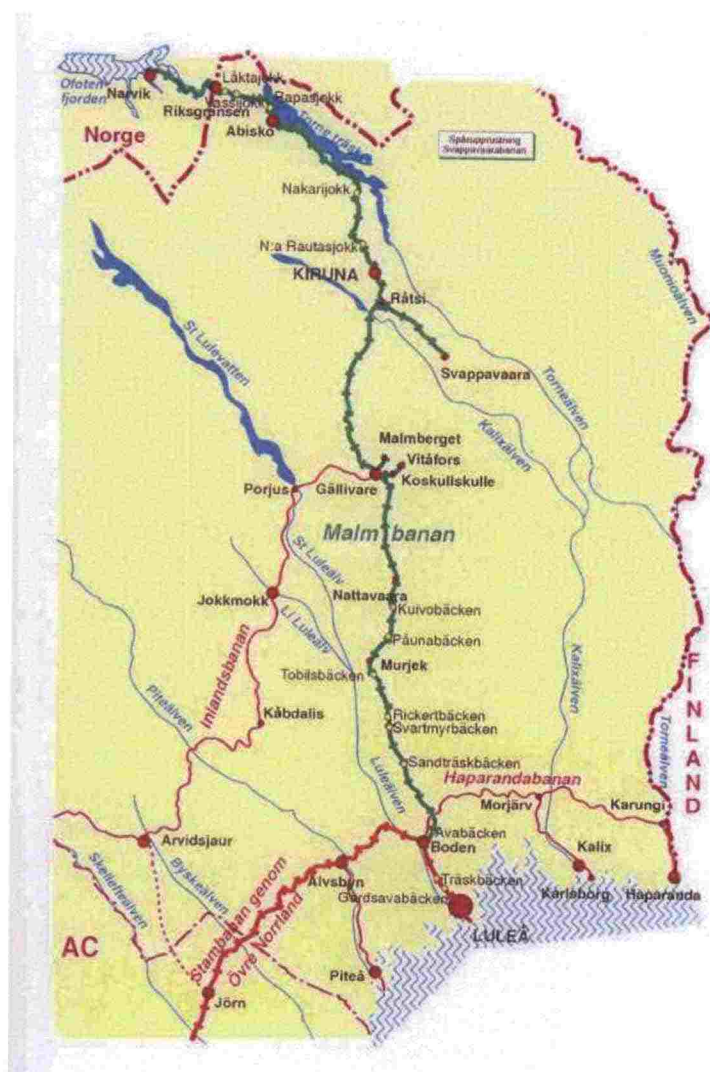


Figure 5.1 Bridges on Malmbanan (the Iron Ore Line) between Luleå and Narvik

### 5.2 Assessment

Assessment including calculations of the load bearing capacities have been carried out for ordinary reinforced concrete bridges, prestressed concrete bridges, steel bridges and the foundation of the bridges.

First a rough selection of the bridges was made in order to pick out the bridges which have the lowest chances of carrying the increased axle load. The preselecting was performed with a Swedish Railway Administration computer program for heavy transports. The program calculates the difference between cross section forces for the original and new design load. Those bridges where the difference between the cross section forces were biggest have been chosen for detailed calculation.

### 5.3 Method for the control calculation

The bridges have been calculated according to BV Bärighet (1996) for train load Ore (Malm), see figure 5.2, which is close to the real load which LKAB will use in the ore transportation.

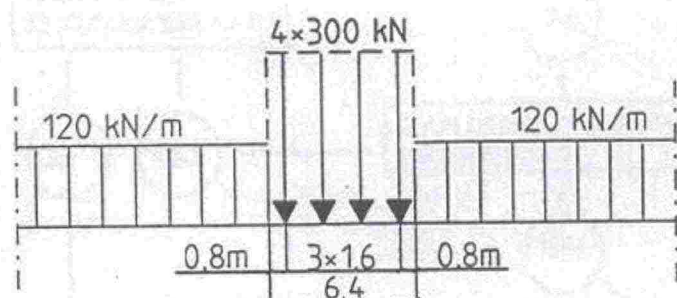


Figure 5.2 Train load Ore (Malm)

The train speed is determined to 70 km/h. The dynamic effects have been determined according to BV Bärighet (1996), equations 21.2217 and 32.123, for static and fatigue load. The settlement of the supports is determined to 10 mm in the calculation of the cross section forces. The load coefficient is decreased from 1.4 to 1.3 in the ultimate limit state because the new load is well known by measurements of weight of the ore wagons.

The calculations have been performed step by step, see figure 5.3. If the bridge in the first calculation has achieved a degree of utilization  $> 1.0$ , i.e. load effect / load carrying capacity  $> 1.0$ , then the calculation model has been modified and the second stage has been performed. For some of the bridges even more modifications of the calculation model have been done and thereby the bridge has been calculated a third time.

In the first stage of calculations of the concrete bridges the rules in BV Bärighet (1996) "Determination of the load carrying capacity of the bridges" have been applied strictly. This proceeding has revealed that the load carrying capacity in many cross sections of the concrete bridges has been exceeded.

In the second stage a more sophisticated calculation model has been chosen for the cross sections which didn't show enough capacity in the first stage of calculation. The effects of the new calculation model on the other parts of bridges have also been considered.

According to the refined calculation model almost all cross sections lie inside the acceptable limits. Often there are still some cross sections where the capacity is exceeded in a relatively clear way. The capacity of fatigue is most often shown to be too low.



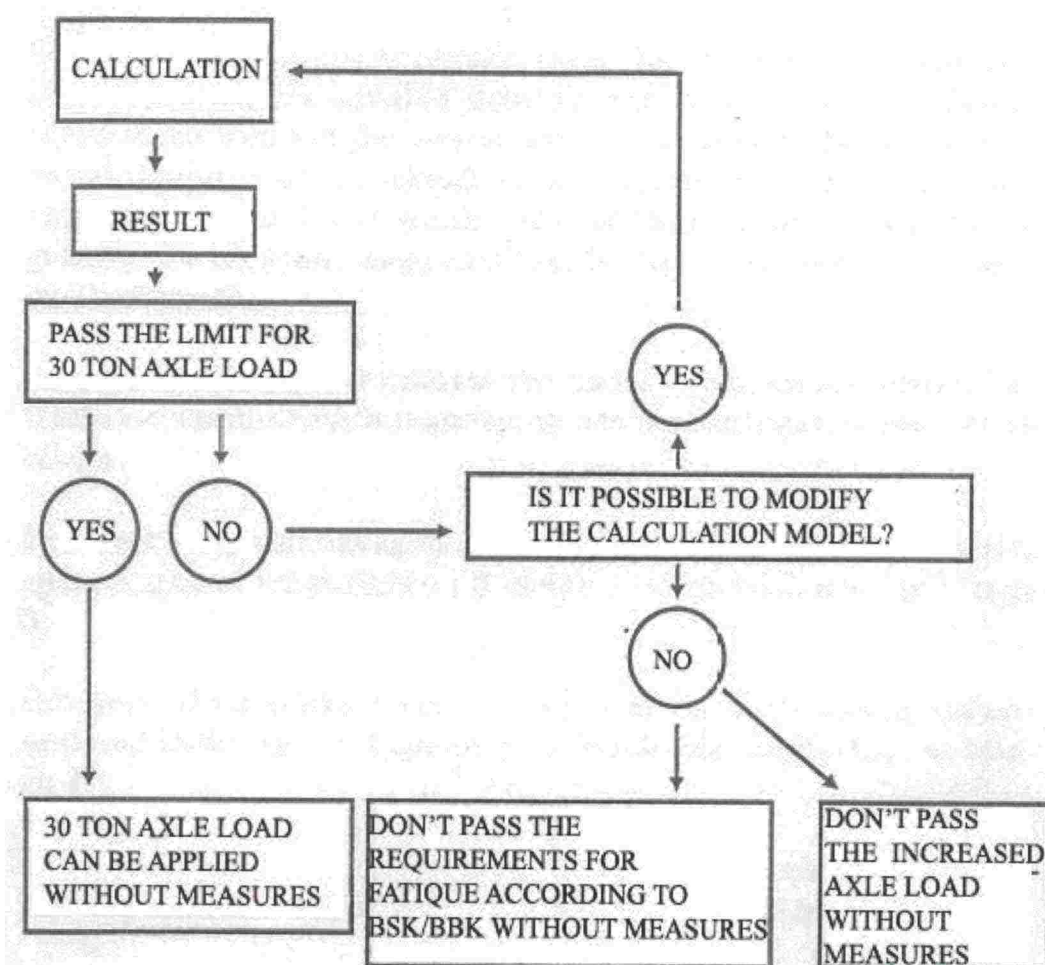


Figure 5.3. Flow diagram for control calculations.

With the guidance of the results from the first stage of the calculation it was possible to diverge from a strict application of the BV Bärighet (1996). Thereafter a calculation according to the modified calculation model could be performed for some of the control calculated bridges.

For many of the bridges the fatigue limit state has been governing (the most critical). For these bridges a reduced life span is presented. The reduced life span is defined as a decrease in allowable number of load cycles according to Swedish Design Code for Concrete Constructions, BBK 94 (1994), when the axle load is increased from 25 to 30 ton. The reduced life span means that these bridges must be replaced earlier than planned.

When the exceeding of load carrying capacity is caused by static load the calculations have been modified in a way which allows estimating the influence of the increase of the axle load.

For all the calculated steel bridges the static capacity for bearing at the supports is also exceeded. This can lead to deformations in bearing rollers and bearing plates. These parts may possibly have to be replaced.

When the Ore Line, (Malmabanan), was built the locations of the bridges were chosen carefully to find good foundation circumstances. The underlying ground for most of the bridges consists of moraine, most often with a high relative solidity. From the foundations point of view it is estimated that all bridges allow the increase of the axle load up to 30 ton



with the same speed limit for the trains as allowed today. Approximately 5 bridges have to be monitored from the foundation point of view if the velocity of the trains exceeds 50 km/h.

## 5.4 Prestressed concrete bridges

Two bridges of prestressed concrete have been chosen for the control calculation. The bridges are Abiskojojokka and Haparandavägen. These two bridges exceeded the cross section capacity the most in the first general selection. The results from the control calculation of the bridges indicate that the effect of the increased load lies on the limit of the capacity of the bridges. That is the reason why several more bridges were checked later on.

In the following section the results of the control calculation of the Haparandavägen Bridge is presented.

### 5.4.1 Haparandavägen

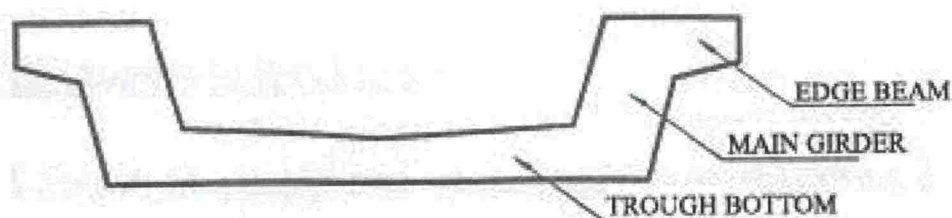


Figure 5.4 The Haparandavägen Bridge

#### Stage 1 of the control calculation

The degree of utility for the transversal bending and shear reinforcement in the support cross section to the main girder in the trough bottom is 1.81.

Crack widths in the bottom of the trough for the non prestressed region are 0.34 mm which is to be compared with the allowable crack width of zero (0) mm.

The degree of utility for the reinforcement in the mid of the span was up to 1.57.

The fatigue capacity in the main longitudinal girders has a degree of utility up to 1.09.

The moment capacity of the columns has a degree of utility up to 4.01.

#### Stage 2 of the control calculation

The calculation model from stage 1 was refined according to the following:

The real degree of fixation of the trough bottom to the main girders with taking into consideration of the torsion stiffness of the main girder was considered. This means that the support moment in the support cross section is decreased compared with earlier in stage 1 when the support was considered fixed. In the control of the main girders in the longitudinal direction a smaller width of the flange was assumed than in the stage 1.

The break load has been decreased to the real break load according to an alternative in BV Bärighet (1996). In the stage 1 calculations the fictive break load connected to the train load Ore, (Malm), have been used. Also the resisting capability of wings of the bridge to take break loads has been considered.

Transversal bending and shear reinforcement in the trough bottom is sufficient in the support section to the main girder. The reinforcement in the mid span is sufficient in the load case 'free supported beam' between main girders.

By reduction of the break load and taking into consideration the end wings the rate of utility of the most utilized column became up to 1.19 in a local point of the column.

The problems with the fatigue still remain.

### **Remaining life length**

In order to get knowledge about the fatigue problem the allowable number of load cycles was calculated for 25 respective 30 ton axle load.

The fatigue capacity in the mid span for 30 ton is 810 000 cycles and for 25 ton < 2 200 000 cycles.

## **5.4.2 Conclusions for prestressed concrete bridges**

Bridges in Haparandavägen, Abiskojoikko, Notviken and Garnisonsgatan, show a lack of static load carrying capacity in spite of the refined calculation models. This cannot be ignored. The excesses are however local and are located in places that can most probably be strengthened.

The excess of the fatigue capacity exists and cannot be ignored. It is not possible to take measures against these excesses by strengthening. The excesses have an effect on the remaining life span of the bridges.

## **5.5 Ordinary Reinforced Concrete Bridges**

Three bridges made of ordinary reinforced concrete have been chosen for the control calculation. The bridges are Vägport for Kallkällevägen, Boden C and Vägport vid Loussajokk. In the first general selection they exceeded the cross section capacity the most.

In the following section the results of the control calculations of the Boden C Bridge are presented.

### 5.5.1 Boden C

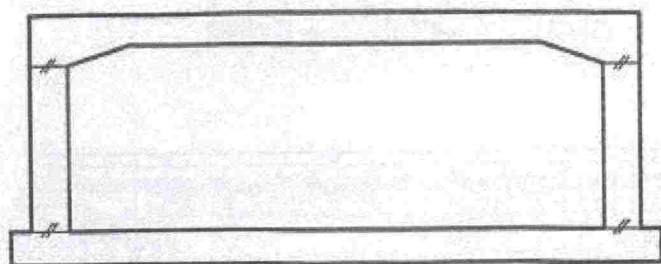


Figure 5.5. The Boden C Bridge

#### Stage 1 of the control calculation

The degree of the utilization for fatigue with respect to bending is 1.30 at the upper end of the column where the cross section becomes wider and 1.22 at the end of the strengthened part of the bridge slab.

The degree of utilization for fatigue regarding shear force is exceeded in the same points. Here the excesses are a bit higher 1.30 resp 1.59.

The degree of utilization for moment is 3.61 at the inside of the column in the cross section closest to the bottom slab. This high excess is due to the not sufficiently anchored reinforcement in this cross section.

At the end of the strengthened part of the bridge slab the degree of utilization for shear is 1.28. At the upper end of the column where the cross section becomes wider the value is 1.37.

### 5.5.2 Luossajokk

The load/capacity factor is 2 and 2,57 for the shear reinforcement in the transverse direction at the supports. The factor is also too high for the bending moment in the span, 1,49, and for the fatigue capacity. The bridge can only withstand 5 000 load cycles.

The bridge has been monitored and assessed with probabilistic methods, see Danielsson et al (2002) and Enochsson et al (2002). The result was that the bridge was allowed to carry 30 ton if the bridge was followed with a monitoring program.



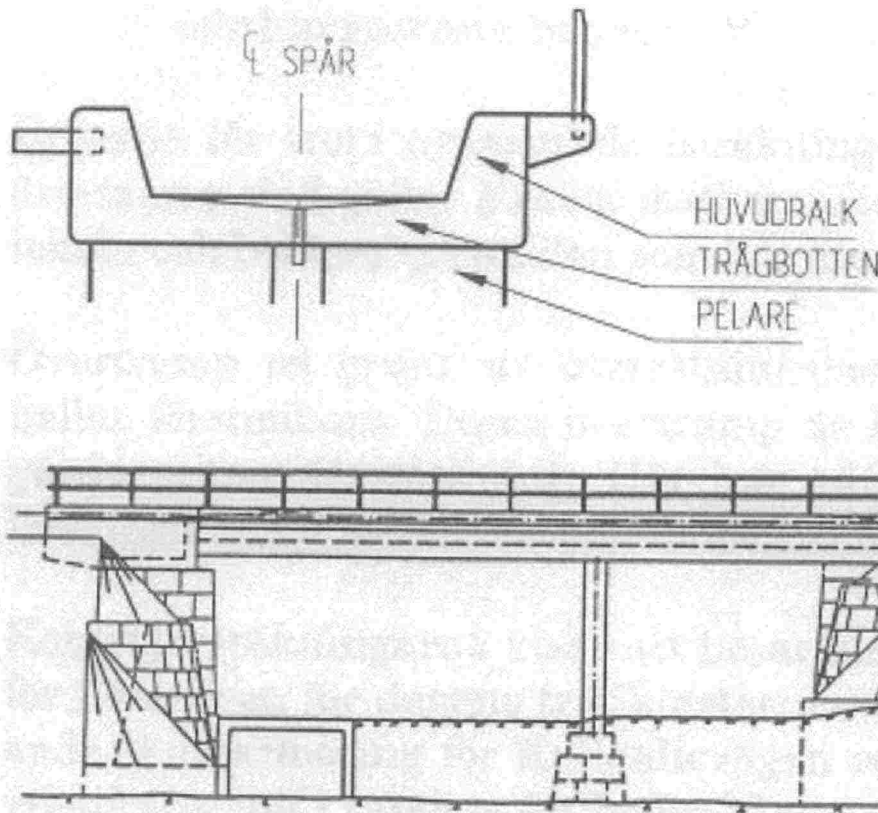


Figure 5.6 Luossajokk Bridge in Kiruna

### 5.5.3 Conclusions for ordinary reinforced concrete bridges

In spite of refined calculation models the ratio load/capacity is so high that it cannot be ignored. The oversteps are however local and in such places where the bridges can be strengthened.

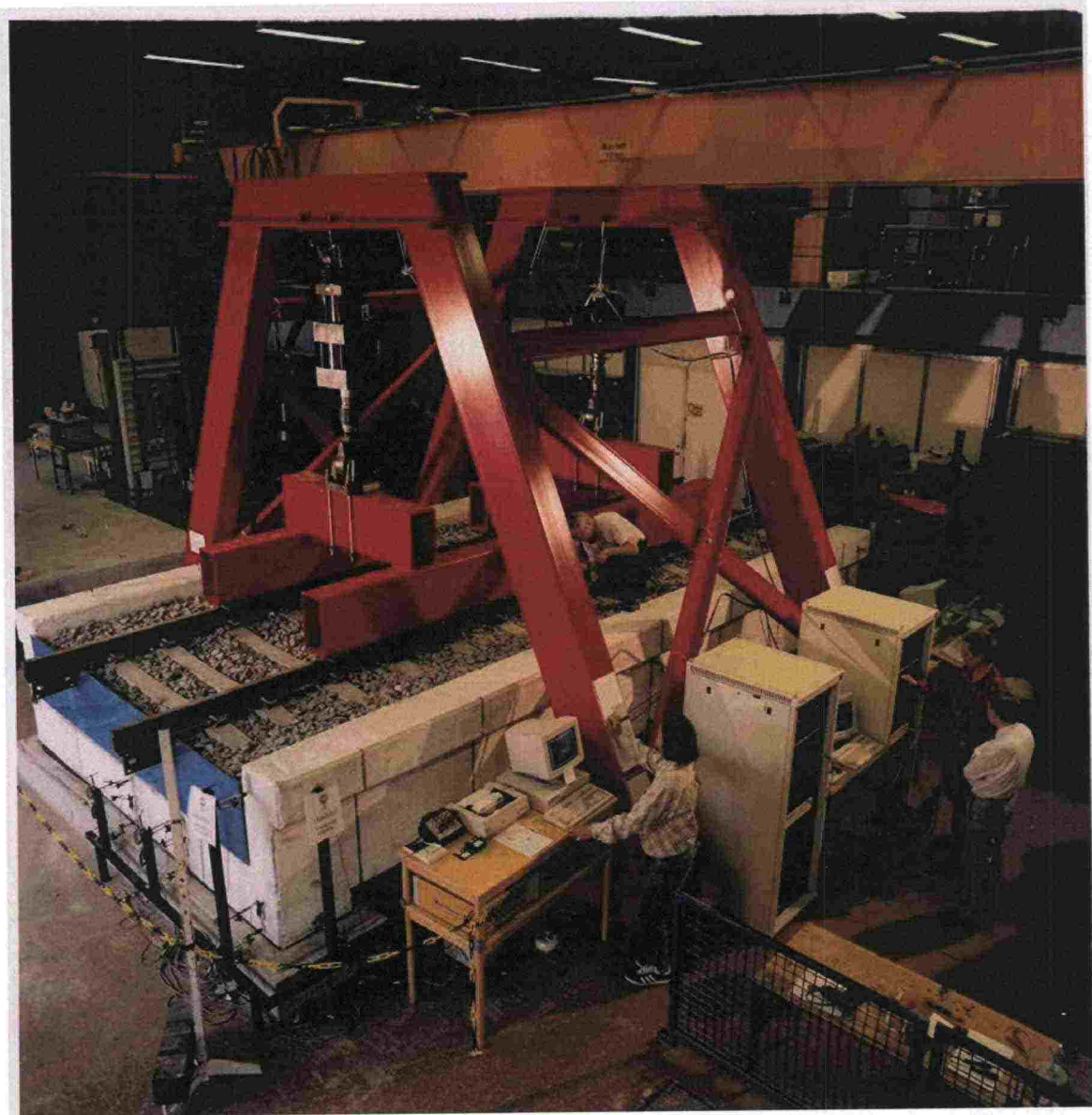
Control calculations show that the capacity of the bridges in certain cases is too low even for the traffic loads of today. This is the case e.g. for the transversal shear capacity for the Kallkällevägen Bridge and Loussajokk Bridge and for the moment capacity in the column for the Boden C Bridge.

The fatigue capacity is also often too low. It can hardly be fixed by strengthening. The fatigue load will shorten the life span of the bridge. A special research and development project was started to study this, Paulsson et al (1996 d, 1997), see Figure 5.7.

## 5.6 Steel Bridges

For the control of the steel bridges 4 different types of bridges have been chosen. These bridges represent the types of bridges, which exist on the railway line and they are the bridges which in the first general selection were shown to be most critical.

In the following section results are presented from the control calculation of the Bridge over the Lina älv, a steel beam/concrete slab, a “composite bridge” with a span of 22.7 m.



*Figure 5.7. A standard concrete trough bridge from Lautajokk was brought into the laboratory at Luleå University of Technology to check its fatigue capacity for increased axle loads. It could withstand more than 6 million load cycles with 36 ton axle load without any damage, see Paulsson et al 1996 d, 1997)*

### **5.6.1 Lina älv**

The calculation shows that the static utilization degree for the main girder beams is exceeded with 1,05. This is valid for the middle beam, whereas beams on the sides have a lower utilization degree. No interaction between slab and the beams have been made use of in the calculation. According to BV BRO it is not allowed to utilize the interaction in the static design. This deviation from the code rules can be accepted. If  $\gamma_n$  is put to 1,0 instead of 1,1 according to BV Bärighet (1996) the moment capacity is increased so that the degree of utilization becomes less than 1,0.

The calculation shows that the static capacity for bearing rollers have a high degree of utilization 1,17, which probably means the necessity of replacement of the bearing rollers in

the future. Already today the degree of utilization exceeds the allowable value of 1,01. This low excess doesn't have any influence in the use of the bearing rollers today.

The fatigue capacity for 30 tons axle load is exceeded with the calculations according to BSK 94, the degree of utilization lies on 1,17. This means that the residual life span for the bridge is decreased. If the bridge is calculated as a composite bridge in the fatigue design, the degree of utilization can be decreased to 1,03. The bridge has shear connectors which were not used in Sweden at that time but are more common now and abroad. Shear connectors can transmit the forces which are induced by the interaction.

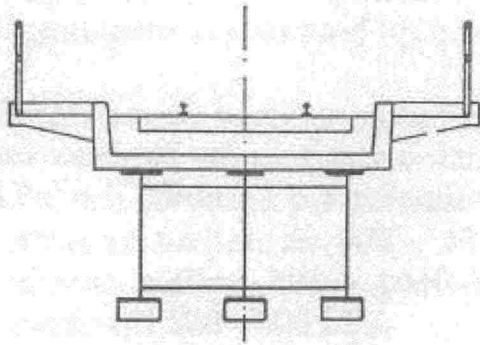


Figure 5.6 The Lina älv Bridge

### 5.6.2 Summary for steel bridges

Calculations show that the remaining life span of bridges will be reduced, the size of the reduction will vary and the remaining life span of the bridges is accounted for each bridge. The result is however that the bridges need to be replaced more often.

For three of the bridges the costs of exchanging the bearings in the future must be considered. This only applies if the bridges are to remain in traffic. According to the calculations they can remain with a shortened life span.

## 5.7 Summary of Assessment Calculations

### 5.7.1 General

In general it can be said that the static load carrying capacity of the bridges is surpassed in some local sections in many bridges when the axle load is increased to 30 ton. This applies mostly to the transverse direction capacities in trough bridges, bottom slabs and bearing constructions of steel bridges. Main beams of steel or concrete in the longitudinal direction often show enough capacity to handle increased loads.

Foundations show enough load capacity for 30 tons with some exceptions.

The fatigue capacity is exceeded for many bridges.

In summery it was found that about one half of the 144 bridges could carry the increased axle load 30 ton in their existing states after a standard assessment. The other half had to go through an extended assessment process. Out of them, 60 bridges were cleared, 10 bridges were strengthened, and only 11 bridges had to be replaced.



The concrete fatigue capacity was a problem according to the preliminary assessments. After a research project including fatigue loading of a standard concrete trough bridge it was shown that the codes for concrete fatigue failure were highly conservative, Paulsson et al (1996 d, 1997, 1998).

### **5.7.2 Capacity in the ultimate limit state**

The design of the new bridges shall be performed in a such a way that sufficient security against failure can be achieved. In the partial coefficient method the security is divided into partial coefficients for loads, material and security classes.

In the assessment calculations of existing bridges for an increased known and controlled loading, the partial coefficients can be decreased when different factors, which have influence on the total security, are known and it is possible to control them.

The partial coefficient for loads should be possible to decrease from 1.4 to 1.3 because there is no need for them to include the reserve for increased loads in the future. If the real loads will be controlled e.g. by weighing of the wagons, the coefficient for loads could be decreased even more to 1,2.

The partial coefficient for material should be possible to decrease from 1.1 to 1.0 for steel if measurements of dimensions and control of steel quality are performed for determinations of the load carrying capacity of the construction.

In the same way the  $\eta$ -value in the  $\gamma_m$ -value can be excluded and thereby the  $\gamma_m$ -value can be decreased from 1,5 to 1,25 if concrete cores are drilled out from the existing construction for determinations of the real strength values of concrete.

In total the load carrying capacity can in this way be increased by a factor of  $1,4 \cdot 1,1 / (1,2 \cdot 1,0) = 1,28$  for steel and  $1,4 \cdot 1,5 / (1,2 \cdot 1,25) = 1,40$  for concrete.

### **5.7.3 Capacity of material**

Control calculations of concrete bridges are based on the material parameters according to the design drawings.

The values have not been verified by drilled cores and their tests. In reality concrete in the bridges may thereby have lower or higher strength values compared with the values in the calculations.

The anchorage lengths for reinforcement are directly proportional to the tensile strength of concrete and since the tension strength increases with the compression strength, the load carrying capacity can be better for some of the bridges e.g. the Kallkällevägen Bridge compared with the control calculations.

In the same way the shear capacity is directly proportional to the tensile strength of concrete, which has effects on the load carrying capacity for bridges where shear forces are governing. It is thereby possible that several bridges which now are proposed to be strengthened regarding static load can be used in traffic with 30 ton axle load without any strengthening measures if the real strength values are utilized.

## 6. Bridges on the Line Haparanda – Boden

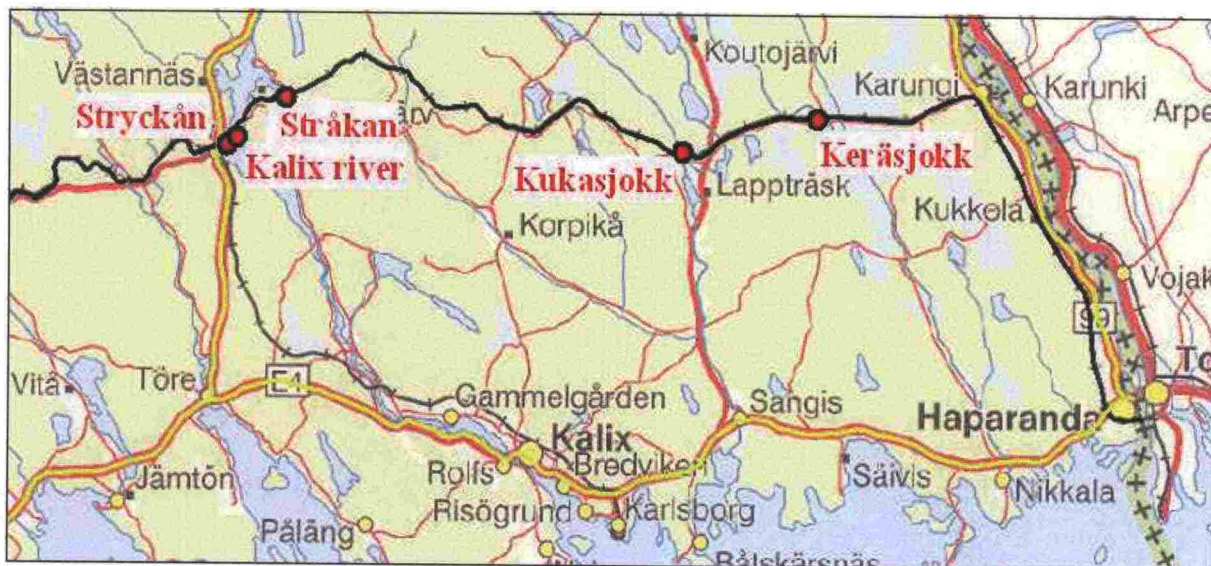


Figure 6.1. Bridges on the Haparanda Line between Haparanda and Morjärv

Banverket wanted to increase the maximum allowed axle load from originally 18 ton to 22,5 and 30 ton on the “Haparanda Line”, close to the Finnish border in northern Sweden, see figure 6.1. . For five of the bridges, Stryckån, Kalix River, Stråkan, Kukasjokk and Keräsjokk, a recalculation according to the Swedish classification code for railway bridges, BV Bärighet (2000), showed that a number of critical parts would exceed its capacity. Most serious is that some of the primary members (stringers and floor beams) would exceed their fatigue capacity. One of the contributing reasons for that is the magnitude of the dynamic amplification factor (DAF) from the existing code. The classification calculations performed for the five bridges gave generally a dynamic amplification factor of about 10 % for the main trusses, 30 % for the floor beams and 37 % for the stringers. The bridges consist of riveted trusses, either open or closed, see Figure 6.2. One of the bridges, Stråkan, has an underlying framework and continues stringers supported by floor beams. All the other bridges have an overlying arch framework and the stringers connected in the ends to floor beams.

The fatigue capacity of the steel material was tested and in-situ monitoring of displacements and strains were carried out in 2006, Enochsson et al (2008a, b).

Displacements of main trusses were measured for all bridges in the mid-span and at the moveable bearing with two optical laser displacement sensors, Noptel PSM 200. The sensors measures simultaneously horizontal and vertical movements of maximum 100 mm. At three of the bridges relative displacements in the mid of a stringer and a floor beam were measured with linear voltage displacement transducers (LVDTs). At one of the bridges, Keräsjokk, strain measurements were made in mid of a stringer and a floor beam. The strain gauges were welded to the beams.





Figure 6.2. Bridge at Keräsjokk, Enochsson et al (2008 a, b).

The measured maximum vertical displacements compared to the calculated ones were low, and even remarkable low if compared to the maximum allowed displacements ( $L/800$ ). The estimated dynamic amplification factor from the strain measurement was about 15 % lower than the calculated one for the stringer, and for the floor beam no amplification of the strain could be seen at all, see Table 6.1.

Table 6.1. Dynamic amplification factor for Keräsjokk bridge, Enochsson et al (2008 a, b).

	Code formulae	Measured
Framework	1.20	1.10 (Laser)
Stringer	1.37	1.16 (Strains)
Floor beam	1.30	1.00 (Strains)

The material testing of the steel gave a fatigue capacity higher than what was demanded. The bridges are now allowed for the higher axle load of 250 kN at a speed of 60 km/h. However, secondary elements with low capacity in some of the bridges need to be further monitored.



## 7. Capacity for Different Swedish Bridge Types

### 7.1 Assessment of Steel Bridges

Calculations show that the remaining life span of bridges will be reduced if the axle load is increased. The size of the reduction will vary and the remaining life span of the bridges must be calculated for each bridge. The result shows also that some of the bridges need to be replaced.

The costs of exchanging the bearings in the future must be considered. According to the calculations they will get a shortened life span.

### 7.2 Assessment of Concrete Bridges

In spite of refined calculation models, the ratio load/capacity is so high that it cannot be ignored for several bridges. The oversteps are however local and in such places where the bridges can be strengthened.

The fatigue capacity is also often too low. It can hardly be fixed by strengthening. The fatigue load will shorten the life span of the bridge. A special research and development project was started to study this, Paulusson et al (1996 d, 1997). It showed that present codes are conservative.

Probabilistic methods have been used to assess some bridges with good results, see Enochsson et al (2002) and Stenlind (2008).

For the concrete arch bridge in Äkesjoen (km 1081+757) from 1965, see Figure 7.1, a comparison can be made with the Vindel River bridge in Sweden, see He et al (2006, 2008). This bridge has been evaluated to carry higher axle loads, from 22,5 to 25 ton.



Figure 7.1. Äkesjoen, 1081+757, from 1965.

### **7.3 Partial coefficients and material properties**

In many cases the load and material variations are known better in the assessment stage than in the design stage. This may motivate reductions in the partial coefficients which will lead to the possibility to carry higher loads.

## 8. Recommendations for the Line Tornio - Kolari

Based on experiences with Malmaban and Haparandaban in Northern Sweden a preliminary assessment has been made of the load bearing capacity of the bridges on the Finnish railway line between Tornio and Kolari. Most of the bridges seem to be able to carry higher load. However, as we have neither had the possibility to inspect the bridges nor had a chance to look any design calculations, our conclusions can only be of a general nature, based on similarities with corresponding Swedish bridges.

The following recommendations are made:

- (1) All bridges should be inspected by qualified engineers. It is especially important that any movements in the foundations are observed.
- (2) Actual material properties should be established. This may motivate reduced partial coefficients in the calculations. Corrosion and cracking in the steel bridges should also be checked.
- (3) Assessment calculations should be performed for the different bridge types to check their ability to take increased loads.
- (4) Monitoring of strains and deflections may complement the calculations for bridges that show a low capacity. Often bridges are stiffer and get less deformations and strains than what is calculated. This may motivate an increase of the loads. In doubtful cases it might be worth while to check strain and deflection development for a longer time with heavier loads.
- (5) Bridges which do not fulfil the requirements may be strengthened .

In Table 8.1 all the different bridges on the Tornio – Kolari Line are listed together with preliminary recommendations by VR Trac. We think that these recommendations may be conservative and propose a more thorough assessment of each individual bridge before any bridge in Prio 1 is replaced with a new bridge. For the different bridge types we recommend the following, compare with Table 8.2

**Steel Trusses** – In Sweden lower Dynamic Amplification Factors were measured than those calculated. This may increase the allowable loads

**Steel Girders** – In Sweden we have had some problems with cracking in these kinds of bridges. On bridge Liakanjoen, 904+713, movement of the substructure has been observed, see Appendix. This should be checked before any increased load is allowed.

**Concrete Arch** – Similar arch bridges has been studied in Sweden showing an ability to take higher loads.

**Concrete Girders** – These bridges are relatively simple to assess with actual material properties.

**Concrete Frames** – These bridges are relatively new and seem to be in a good condition. In the Heinijoen Bridge, 1061+125, cracks have been reported in the concrete slab, see Appendix. The crack widths should be measured and compared to assessment calculations.

**Concrete Slabs** with and without iron bars - These bridges are relatively simple to assess with actual material properties.

**Stone Arches** – These bridges are very good as long as the foundations are in good condition so that they can carry the arch forces without deformations.



Table 8.1. List of Bridges Tornio – Kolari with priorities according to VR Trac.

Km+m	Bridge type	Bridge name	Built		Spans	Axle Load	Prio
			Bridge	Foundation			
0955+0600	Steel truss w 2nd girders	Tengeliönjoen	1951	1928	45.00+45.00 (+21.00)	18	2
0925+0113	Steel truss w 2nd girders	Martimonjoen	1949	1926	40.00	18	2
0955+0600	Steel girder w 2nd girders	Tengeliönjoen	1951	1928	(45.00+45.00)+21.00	18	2
0973+0646	Steel girder w 2nd girders	Ratasjoen	1962	1962	22.00	20	2
1001+0102	Steel girder w 2nd girders	Jolmanpudaksen	1963	1963	27.00	20	2
0887+0177	Steel girder, ballastless	Keropudaksen	1954	1925	18.00+18.00	20	3
0904+0713	Steel girder, ballastless	Liakanjoen	1948	1913	12*11.88 (12 spans)	18	1
0950+0146	Steel girder, ballastless	Iso-Jaukkurin	1950	1926	10.00	18	3
1020+0910.	Steel girder, ballastless	Naamijoen	1964	1964	23.00+23.00+23.00	20	3
1068+0027	Steel girder, ballastless	Ylläsjoen	1965	1965	16.00+16.00	20	3
1081+0757	Concrete arch	Äkäsjoen	1965	1965	39.00	20	4
0945+0350	Concrete cont. girder	Suutarinmäen	1978	1978	8.5+10.5+8.5	25	4
0947+0508.	Concrete cont. girder	Kopamäen	1994	1994	8.8+11.0+8.8	25	4
0923+0146	Concrete girder	Myllyjoen	1951	1916	7.50	20	1
0895+0052	Concrete slab	Heikanojan	1952	1925	3.5	20	1
0938+0632	Concrete slab	Koskenojan	1952	1926	6.00	20	1
0949+0339	Iron bars in concrete slab	Rovavaaranojan	1926	1926	6.00	20	3
0885+0969	Concrete frame	Kivirannan	1988	1988	6.6	25	4
0963+0433	Concrete frame	Maitoputaan	1960	1960	2.2	20	3
0964+0695	Concrete frame	Vanhaisen	1960	1960	2.2	20	3
0966+0981	Concrete frame	Kouvosaarenojan	1961	1961	3.5	20	3
0978+0694	Concrete frame	Nikolanojan	1960	1960	2.2	20	3
0984+0239	Concrete frame	Uitonkankaan	1961	1961	2.2	20	3
0986+0971	Concrete frame	Paamajoen	1961	1961	9.0	20	3
0990+0992	Concrete frame	Hanhijängän	1961	1961	2.2	20	3
0992+0980	Concrete frame	Korpivuoman	1961	1961	2.2	20	3
0998+0083	Concrete frame	Kynäslammen	1961	1961	2.2	20	3
1008+0659	Concrete frame	Myllyjoen	1961	1961	4.0	20	3
1015+0394	Concrete frame	Teiko-ojan	1961	1961	6,0	20	3
1018+0708	Concrete frame	Lehmiojan	1961	1961	3,0	20	3
1029+0503	Concrete frame	Kahmanojan	1963	1963	2.2	20	3
1031+0304	Concrete frame	Veittikoskenojan	1963	1963	2.2	20	3
1033+0200	Concrete frame	Sietkijoen	1963	1963	11.20	20	3
1038+0473	Concrete frame	Äijänojan	1962	1962	3.5	20	3
1048+0089	Concrete frame	Rapakonojan	1962	1962	3.5	20	3
1056+0054	Concrete frame	Honkamaanojan	1962	1962	5.0	20	3
1061+0125	Concrete frame	Heinijoen	1962	1962	8,0	20	3
1076+0190.	Concrete frame	Niesajoen	1972	1972	5.65	20	3
1075+0869	Concrete frame	Niesajoen	1965	1965	6,5	20	3
1084+0091	Concrete frame	Mannaojan	1966	1966	6,0	20	3
0921+0847	Stone arch	Vonkanojan	1925	1925	3.5	20	2
0943+0403	Stone arch	Anninojan	1926	1926	4.5	20	2

Prio 1 = probably new bridge for 25 tons

Prio 3 = maybe OK for 25 ton

Prio 2 = may be strengthened for 25 tons

Prio 4 = probably OK for 25 ton

Table 8.2. Overview of Railway Bridges between Tornio and Kolari.

All the steel bridges are without ballast.

Bridge Type and Number of Spans Recommendations: A – Assess, M – Monitor, S - Strengthen	Span Lengths [m]	Built Year	Axle Load [ton]	Recommen- dations and Potential
Steel Truss with Secondary Girder - 3	40 - 45	1949-51	18	A, (M, S) -> 30 ton
Steel Girder with Secondary Girders - 3	21 - 27	1951-63	18-20	A, (M, S) -> 30 ton
Steel Girder - 20	10 - 23	1948-65	18-20	A, (M, S) -> 30 ton
Concrete Arch - 1	39	1965	20	A -> 35 ton
Concrete Girder - 7	7,5 - 11	1951-94	20-25	A -> 30 - 35 ton
Concrete Frame - 23	2,2 – 11,2	1960-88	20-25	A -> 30 - 35 ton
Concrete Slab - 2	3,5 - 6	1952	20	A -> 30 - 35 ton
Iron Bars in Concrete Slab - 1	6	1926	20	A -> 30 - 35 ton
Stone Arch - 2	3,4 – 4,5	1925-26	20	A -> 30 - 35 ton



## 9. References

- BBK 94 (1994): Boverkets handbok om Betongkonstruktioner, Band 1 Konstruktion. Boverket, Karlskrona 1994, 185 sid. ISBN 91-7332-686-0. Band 2 Material, Utförande och Kontroll. Boverket, Karlskrona 1994, 116 sid. ISBN 91-7332-687-9.
- BV Bärighet (2000): Bärighetsberäkning av järnvägsbroar. (Assessment of Railway Bridges. In Swedish) Handbok BVH 583.11. Banverket, CB, Borlänge 2000-03-01, 108 pp + 6 app. Earlier version 1996-07-01, 60 pp.
- Danielsson, Georg; Johansson, Håkan; Thun, Håkan and Elfgren, Lennart (2002): *Töjningsmätning på järnvägsbro över Luossajokk i Kiruna*. (Strain measurements on bridge over Luossajokk. In Swedish) *Teknisk rapport 2002:05*. Avdelningen för Konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet. Luleå 2002. 67 pp.
- Enochsson, Ola; Hejll, Arvid; Nilsson, Martin; Thun Håkan; Olofsson, Thomas; and Elfgren Lennart (2002): *Bro över Luossajokk. Beräkning med säkerhetsindexmetod. Böjdragkapacitet i överkant i mittsnittet i korta spannet*. (Bridge over Luossajokk. Calculations with a safety index method. Bending capacity in the mid section of the short span. In Swedish). *Teknisk rapport 2002:06*. Avdelningen för Konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet. Luleå 2002. 92 pp. Can be downloaded from: <http://epubl.ltu.se/1402-1536/2002/06/index.html>
- Enochsson, Ola; Puurula, Arto & Elfgren, Lennart (2004): *Beräkning av betongbroars bärförmåga. Interaktion mellan tvärkraft, vridmoment och böjning i Källösundsbron* (Assessment of the Load Carrying Capacity of Concrete Bridges. Interaction between torsion, shear and bending in the Källösund Bridge. In Swedish) *Technical Report 2004:15*, Luleå: Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, 116 p. <http://epubl.ltu.se/1402-1536/2004/15/LTU-TR-0415-SE.pdf>
- Enochsson, Ola and Elfgren, Lennart (2008a): *Nitade stålbroar längs Haparandabanan. Mätning och utredning av dynamisk förstöringsfaktor*. Complab och Avd för Konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet, Teknisk Rapport Preliminär version, 64 sid.
- Enochsson, Ola; Elfgren, Lennart; Kronborg, Anders & Paulsson, Björn (2008b): *Assessment and monitoring of an old railway steel truss bridge in northern Sweden*. In "Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics" edited by Hyun-Moo Koh and Dan M. Frangopol. Leiden: CRC Press/Balkema, Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-46844-2, Abstract p 701 + full version on CD pp 3617-3624.
- He, G. J.; Bennitz, A.; Enochsson, O.; Elfgren, L.; Paulsson, B.; Töyrä, B.; Olofsson, P.; Kronborg, A. (2006): *Numerical modeling and dynamic behavior of a railway concrete bridge over the Vindel River in Sweden*. In "Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Performance and Cost", Ed. by Cruz, Paulo J.S.; Frangopol, Dan M. and Neves, Luis C. Proc 3<sup>rd</sup> Int Conf on Bridge Maintenance, Safety and Management, Porto, Portugal, 16-19 July 2006, Taylor & Francis Group, London, Abstract pp 327-328. Full paper P-104, 8 p, on attached CD. ISBN 0 415 40315 4.
- He, Goujing; Zou, Z.; Enochsson, Ola; Bennitz, Anders; Elfgren, Lennart; Kronborg, Anders; Töyrä, Björn & Paulsson, Björn (2008): *Assessment of railway concrete arch bridge by numerical modelling and measurements*. In "Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics" edited by Hyun-Moo Koh and Dan M. Frangopol. Leiden: CRC Press/Balkema, Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-46844-2, Abstract p 722 + full version on CD pp 3733-3742.
- Jernbaneverket (1996a): *Kontrollberäkning av stål- og stienhvelvbruer*. Rapport 3.11. Infrastruktur. 30 tonn på Ofoterbanen. 8 sid + 22 App. Jernbaneverket, December 1996..
- Jernbaneverket (1996b): *Kontrollberäkning av Nordalsbruene*. Rapport 3.12. Infrastruktur. 30 tonn på Ofoterbanen. 6 sid + 7 App. Jernbaneverket, December 1996
- Nilsson, Martin; Ohlsson, Ulf och Elfgren, Lennart (1999): *Partialkoefficienter för hållfasthet i betongbroar längs Malmбанan*. (Partial coefficients for concrete strength in bridges on Malmбанan. In Swedish). *Teknisk Rapport 1999:03*, Avd för konstruktionsteknik, Luleå tekn.universitet, 38 + 38 sid.
- Paulsson, Björn and Töyrä, Björn (1996a): *30 ton på Malmбанan. Rapport 3.0. Infrastruktur. Broar och geoteknik*, Banverket, Borlänge 1996, 34 sid.



- Paulsson, Björn; Töyrä, Björn; Öström, Lars; Boström Staffan and Gustafsson, Lars (1996b): *30 ton på Malmбанan. Rapport 3.1. Infrastruktur. Inventering broar*, Banverket, Borlänge 1996, 22 sid + 8 bilagor.
- Paulsson, Björn; Töyrä, Björn; Öström, Lars; Boström Staffan; Gustafsson, Lars and Carlsson, Reijo (1996c): *30 ton på Malmбанan. Rapport 3.2. Infrastruktur. Beräkningar och konsekvenser – broar*, Banverket, Borlänge 1996, 48 sid.
- Paulsson, Björn; Töyrä, Björn; Elfgren, Lennart; Danilsson, Georg; Johansson, Håkan; Åström, Lars; Ohlsson, Ulf T; Boström Staffan; Gustafsson, Lars; Carlsson, Reijo; Vik, Arne and Öström, Lars (1996d): *30 ton på Malmбанan. Rapport 3.3. Infrastruktur. FoU-projekt beträffande betongbroars bärighet*, Banverket, Borlänge 1996, 51 sid + 5 bilagor, 78 sid.
- Paulsson, Björn; Töyrä, Björn; Elfgren, Lennart; Ohlsson, Ulf and Danielsson, Georg (1997): Increased Loads on Railway Bridges of Concrete. *Advanced Design of Concrete Structures (Ed. By K Gylltoft et al), Cimne, Barcelona, 1997*. pp 201-206 (ISBN 84-87867-94-4).
- Paulsson, Björn (1998): Assessing the track costs of 30 tonne axle loads. *Railway Gazette International, volume 154, no 11, 1998*. pp 785-788 (3 pages). See also Lundén, Roger (1998): LKAB invests in 30 tonne axle loads. *Railway Gazette International, volume 154, no 9, 1998*. pp 585-588 (3 pages).
- Plos, M, Gylltoft, K, Jeppson, J, Carlsson, F, Thelandersson, S, Enochsson, O, & Elfgren, L (2004): *Evaluering av bärformåga hos broar med hjälp av förfinade analysmetoder*. Ett samarbetsprojekt mellan LTH, LTU och Chalmers. (Evaluation of the load-carrying capacity of bridges with refined methods of analysis. In Swedish) *Report 04:03*, Göteborg: Concrete Structure, Chalmers Univ of Techn, 63 pp.
- Puurula, Arto (2004): *Assessment of Prestressed Concrete Bridges Loaded in Combined Shear, Torsion and Bending. Licentiate Thesis 2004:43*, Luleå: Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology. <http://epubl.ltu.se/1402-1757/2004/43/index.html>.
- Puurula, Arto; Enochsson, Ola; Thun, Håkan; Bergström, Markus; Nordin, Håkan; Täljsten, Björn; Elfgren, Lennart; Olofsson, Jan and Paulsson, Björn (2008): *Test of a concrete bridge in Sweden – I. Assessment methods. II. CRP Strengthening and structural health monitoring. III. Ultimate Capacity*. In “Bridge Maintenance, Safety, Management, Health Monitoring and Informatics” edited by Hyun-Moo Koh and Dan M. Frangopol. Leiden: CRC Press/Balkema, Taylor & Francis Group, ISBN 978-0-415-46844-2, Abstracts p 697-699 + full versions on CD pp 3585-3592, 3593-3600, and 3601-3608.
- SB (2007): *Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives*, A European Integrated Research Project during 2003-2008 within FP6, No TIP3-CT-2003-001653, see [www.sustainablebridges.net](http://www.sustainablebridges.net). Four guidelines have been: prepared:  
 - *Inspection and Condition Assessment (SB-ICA)*, 259 pp;  
 - *Load and Resistance Assessment of Railway Bridges (SB-LRA)*, 428 pp;  
 - *Guideline for Monitoring of Railway Bridges (SB-MON)*, 93 pp; and  
 - *Guide for use of Repair and Strengthening methods for Railway Bridges (SB-STR)*, 139 pp. Background documents with state-of-art reports, analytical and numerical analyses and test results are also provided.
- SB 7.3 (2008): Field Test of a Concrete Bridge in Örnsköldsvik, Sweden. Prepared by Sustainable Bridges – a project within EU FP6. 63 + 333 pp. Available from: [www.sustainablebridges.net](http://www.sustainablebridges.net).
- Stenlund, Anders (2008): *Load Carrying Capacity of Bridges. Three case studies of Bridges in northern Sweden where Probabilistic Methods have been used to Study effects of Monitoring and Strengthening*. Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Licentiat Thesis 2008:18, 289 pp. can be downloaded from <http://epubl.ltu.se/1402-1757/2008/18/index.html>.
- Thun, Håkan; Ohlsson, Ulf and Elfgren, Lennart (1999): *Betonghållfasthet i järnvägsbroar på Malmбанan. Karakteristisk tryck- och draghållfasthet för 20 broar mellan Luleå och Gällivare*. (Concrete Strength in Railway Bridges on Malmбанan. Tensile and Compressive Concrete Strength in 20 bridges between Luleå and Gällivare. In Swedish). Teknisk Rapport 1999:02, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Luleå 1999, 34 p.
- Täljsten, Björn (2006): *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures. Design Guideline*. Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, 4<sup>th</sup> Ed, Luleå 2006, 227 pp, ISBN 91-89580-03-6.

Appendix. Data for Bridges on the Line Tornio – Kolari

(Obtained from VR-Trac, Janne Wuorenjuuri, edited)

Bridges Tornio - Kolari 8.12.2008

x

?

?

???

???

Prior 1 = probably have to be renewed for 25 tons

Prior 2 = maybe able to find a solution for 25 tons

Prior 3 = other risk bridge types

risk bridges for 30 ja 35 ton axle loads (maybe)

risk bridges for 30 ja 35 ton axle loads (probably)

513 Tornio - Haaparanta

Area	Km+m	Bridge name	Use	Built	Substr	25 t	30 t	35 t	Spans	Span	Bridge type	Part of bridge	Design load	Known damages / info
TOR	0884+0794	Tornion aseman alikuskusilta 1	AKS	1962	1962		???		3.3+9.5+9.5+3.3		Concrete continuous slab bridge		I-48	Surface damages
TOR	0884+0943	Vanhän kemintien alikuskusilta 1	AKS	1917	1917	x	???		2.25+9.5+2.25		Concrete arch bridge		1914	
TOR	0885+0824.	Kirkkoputaan alikuskusilta 1	AKS	1917	1917	x	???		7.0		Concrete arch bridge		1914	Severe corrosion
TOR	0886+0341	Pirkkionjoen ratasilta	RS	1917	1917	x			42.00+42.00+42.00		Steel truss bridge with secondary girders, ballastless		1914	
TOR	0886+0480	Parasniementien alikuskusilta	AKS	1917	1917	?	???		7.70		Concrete girder bridge		1914	
TOR	0887+0145	Tornionjoen ratasilta -suomen sillat	RS	1917	1917	?			61.8+61.8+34.8+34.8+	1-2	Steel truss bridge with secondary girders, ballastless	Finnish	1914	Severe corrosion
		Tornionjoen ratasilta -ruotsin sillat	RS	1917	1917	?			61.8+61.8+34.8+34.8+	3-4	Steel truss bridge with secondary girders, ballastless	Swedish	1914	
		Tornionjoen ratasilta -ruotsin sillat	RS	1917	1917	?			61.8+61.8+34.8+34.8+	5-6	Steel truss bridge with secondary girders, ballastless	Swedish	1914	
		Tornionjoen ratasilta -ruotsin sillat	RS	1917	1917	?			61.8+61.8+34.8+34.8+	7-8	Steel truss bridge with secondary girders, ballastless	Swedish	1914	



521 Tornio - Kolari

Area	Km+m	Bridge name	Use	Built	Substr	25 t	30 t	35 t	Spans	Span	Bridge type	Part of bridge	Design load	Known damages / info
TOR	0885+0969	Kivirannan alikäytävä	AK	1988	1988				6.6		Concrete frame bridge		VR-74	
TOR	0887+0177	Keropudaksen ratasilta	RS	1954	1925	?	???	???	18.00+18.00		Steel girder bridge, ballastless		I-48	
TOR	0895+0052	Heikanojan ratasilta	RS	1952	1925	x			3.5		Concrete slab bridge		I-48	
TOR	0904+0713	Liakanjoen ratasilta	RS	1948	1913	x			12*11.88 (12 spans)		Steel girder bridge, ballastless		I-26	Movement of substructures
KRI	0921+0847	Vonkanojan ratasilta	RS	1925	1925	?	???	???	3.5		Stone arch		1914	
KRI	0923+0146	Myllyjoen ratasilta	RS	1951	1916	x			7.50		Concrete girder bridge		I-48	
KRI	0925+0113	Marimonjoen ratasilta	RS	1949	1926	?			40.00		Steel truss bridge with secondary girders, ballastless		I-26	
YTR	0938+0632	Koskenojan ratasilta	RS	1952	1926	x			6.00		Concrete slab bridge		I-48	
YTR	0943+0403	Anniinjoen ratasilta	RS	1926	1926	?	???	???	4.5		Stone arch		1914	
YTR	0945+0350	Suutarimäen alikulkusilta	AKS	1978	1978				8.5+10.5+8.5		Concrete continuous girder bridge		VR-74	
YTR	0947+0508	Kopmäen alikulkusilta	AKS	1994	1994				8.8+11.0+8.8		Concrete continuous girder bridge		VR-74	
AVS	0949+0339	Rovavaaranjoen ratasilta	RS	1926	1926	?	???	???	6.00		Iron bars in concrete slab		1914	
AVS	0950+0146	Iso-Jaukkurin ratasilta	RS	1950	1926	?	???		10.00		Steel girder bridge, ballastless		I-26	
AVS	0955+0600	Tengeliönjoen ratasilta	RS	1951	1928	?			45.00+45.00+21.00	3	Steel girder bridge with secondary girders, ballastless		I-26	
AVS	0955+0600	Tengeliönjoen ratasilta	RS	1951	1928	?			45.00+45.00+21.00	1-2	Steel truss bridge with secondary girders, ballastless		I-26	
KLR	0963+0433	Maitoputaan ratasilta	RS	1960	1960	?			2.2		Concrete frame bridge		I-48	
KLR	0964+0695	Vanhaisen ratasilta	RS	1960	1960	?			2.2		Concrete frame bridge		I-48	
KLR	0966+0981	Kouvosaarenjoen ratasilta	RS	1961	1961	?			3.5		Concrete frame bridge		I-48	
JKS	0973+0646	Ratasjoen ratasilta	RS	1962	1962	?			22.00		Steel girder bridge with secondary girders, ballastless		I-48	
JKS	0978+0694	Nikolanojan ratasilta	RS	1960	1960	?			2.2		Concrete frame bridge		I-48	
TUR	0984+0239	Uitonkankaan ratasilta	RS	1961	1961	?			2.2		Concrete frame bridge		I-48	
TUR	0986+0971	Paamajoen ratasilta	RS	1961	1961	?			9.0		Concrete frame bridge		I-48	
TUR	0990+0992	Hanhijängän ratasilta	RS	1961	1961	?			2.2		Concrete frame bridge		I-48	
PEL	0992+0980	Korpivuoman ratasilta	RS	1961	1961	?			2.2		Concrete frame bridge		I-48	



[illegible]

## 523 Kolari - Rautuvaara

523 Kolari - Rautuvaara														
Area	Km+m	Bridge name	Use	Built	Substr	25 t	30 t	35 t	Spans	Span	Bridge type	Part of bridge	Design load	Known damages / info
BRRA	1076+0190	Niesajoen rautatiesilta	RS	1972	1972	?			5.65		Concrete frame bridge		I-48	

## 524 Kolar - Äkäsioki

524 Kolari - Äkäsjoki														
Area	Km+m	Bridge name	Use	Built	Subst	25 t	30 t	35 t	Spans	Span	Bridge type	Part of bridge	Design load	Known damages / info
ÄJ	1075+0869	Niesajoen ratasilta	RS	1965	1965	?			6,5		Concrete frame bridge		I-48	
ÄJ	1081+0757	Äkäsjoen ratasilta	RS	1965	1965		???	???	39,00		Concrete arch bridge		I-48	
ÄJ	1084+0091	Mannaajan ratasilta	RS	1966	1966	?			6,0		Concrete frame bridge		I-48	



JVTC-Luleå Railway Research Center,  
Luleå University of Technology, Luleå, SE-971 87, Luleå, SWEDEN

# Maintenance experiences from Malmbanan with increased axle load

*(Section 111 Kiruna to Riksgränsen)*

2009-01-15

Ulla Juntti, PhD  
Performance in Cold AB



## SUMMARY

Malmbanan runs from Narvik to Luleå and was constructed over 100 years ago. The line is over 400 km in its entirety. The section from Kiruna to Narvik is the largest iron ore transporting line in northern Scandinavia. The Swedish part section 111, runs between Kiruna (Kra) and Riksgränsen (Rgn). Malmbanan has been upgraded to 30 tonnes axle load. In this report the upgrading affects is investigated concerning affects on degradation, maintenance and costs.

It is important to take in account the quality of construction. It is probably more expensive to build to higher standards, but the reductions in track and drainage maintenance needs and disruptions in traffic will pay back the additional costs for quality materials. The other topic to remember is the effect of increased axle loads to the track structure. Banverket has observed significantly accelerated deterioration of the structure due to increase and the overall effects are still to be seen.

The assets with the most stress of axle load increase are:

- Substructure and culverts
- Insulated joints
- Rail
- Fastenings
- Turnouts

Yearly funding, outsourcing makes it difficult to follow up the cost and the results from the asset inspection reported in BESSY.



## Index

SUMMARY .....	1
1. Assignment.....	2
2. Description Kiruna - Riksgränsen, section 111 .....	3
1.1 Substructure .....	4
3. Maintenance problems before and after upgrading.....	5
3.1 New maintenance strategy.....	5
3.2 Substructure .....	6
3.3 Superstructure (permanent way) .....	6
3.3.1 Rails .....	6
3.3.2 Insulated Joints.....	10
3.3.3 Sleepers .....	10
3.3.4 Fastenings.....	10
3.3.6 Ballast.....	11
3.3 Maintenance Indicators.....	12
4. Maintenance and renewal cost before and after upgrading.....	14
References .....	16

## 1. Assignment

The main idea is to summarize the experiences and studies on 30 tonnes axle load for the section 111 from Kiruna to Riksgränsen. Firstly, the findings of the studies and investigations carried out prior to introduction of 30 tons axle load and, secondly, the maintenance experiences after the start-up of 30 tons axle load.

### Activities:

- Describe section 111; operation, speeds, rolling stock, maximum loads before and after upgrading to 30 tonnes axle load.
- Summary of maintenance problems before and after upgrading.
- Maintenance and renewal cost before and after upgrading.

2. Description Kiruna - Riksgränsen, section 111

The iron ore line (Malmbanan) runs from Narvik to Luleå was constructed over 100 years ago. The line is over 400 km in its entirety. The section of the line from Kiruna to Narvik is the largest iron ore transporting line in northern Scandinavia (Lautila and Alkire, 2008). Figure1 shows the Swedish part section 111 between Kiruna (Kra) and Riksgränsen (Rgn). The line has been electrified since 1915 and has higher allowable axle loads than most lines in Europe.

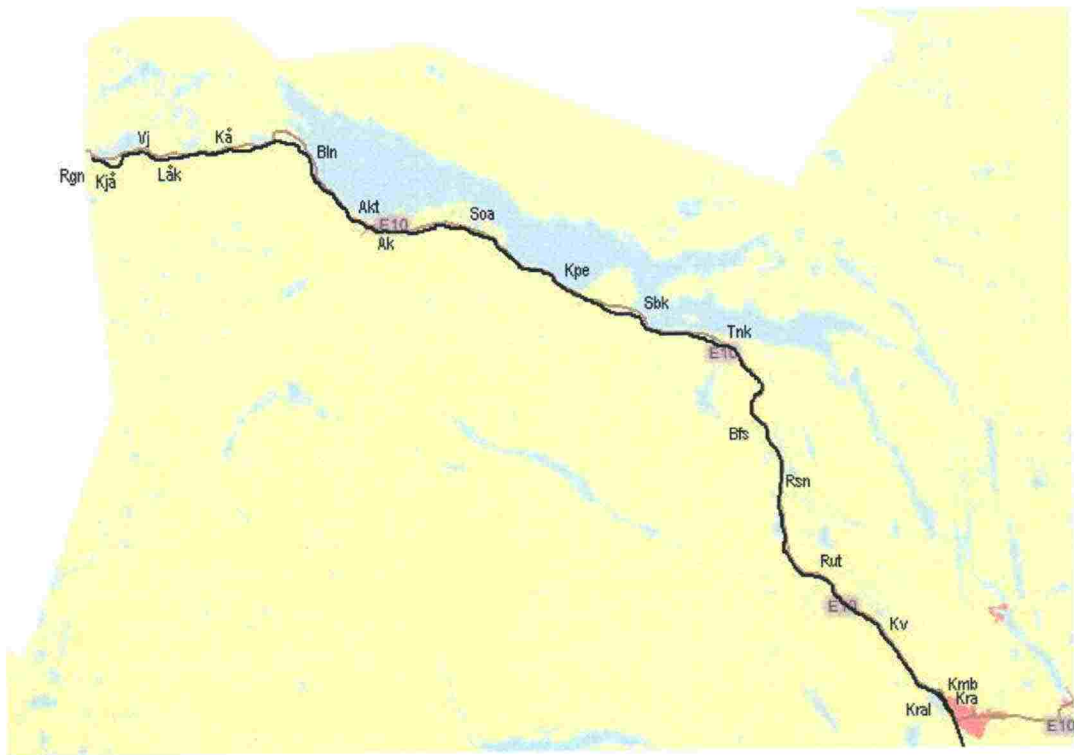


Figure 1 Section 111 From Kiruna to Riksgränsen.

Section 111 is 127.7 km long, has 12 meeting yards and a sub arctic climate. The arctic condition, with short summer and long cold winter, demand on good frost isolation for the substructure. There are 3 tunnels, 42 bridges (25 concrete, 7 concrete/rock, 6 rock, 4 steel) and 312 culverts (292 rock, 4 concrete). Bridges in the area are generally relatively small (less than 100 m) and are concrete beam structures with ballast decks.

Section 111 is operated by passenger, freight and iron ore trains and carries approximately 20.6 Million gross ton per year, see table 1.

The section was permitted for 25 tonnes from 1960 and for 30 tonnes from October 1 2000. The manufacturing delay of 30 tonnes wagons has resulted in section 111 in practice has had 25 tonnes in axle load until the beginning of 2008.

Table 1. Operation and asset data, section 111

	Axle load max 25 tonnes	Axle load max 30 tonnes
Passenger trains	6	6
Freight trains	0	10
Iron ore trains	24 (52 wagons, 475 m lon, 5 200 tonnes, excl loco)	18 (64 wagons, 750 m long, 8 160 tonnes, excl loco)
Medium speed	Passenger trains 54 km/h (100 km/h) Freight trains 62 km/h Iron ore trains loaded 41 km/h Iron ore trains empty 40 km/h	Iron ore max speed 60 km/h when loaded and 70 km/h when empty
Max axle loads	Freight trains 22,5 tonnes Iron ore trains 25 tonnes	Freight trains 22,5 tonnes Iron ore trains 30 tonnes
Rails	BV 50 1100 Head hardened long welded 50 kg räler med en räls hårdhet mindre än 3 MPa	UIC 60 (from 2006) long welded LHT
Insulated joints	No record, type Exel or MT	128 (2009-01-059 128 in main track, 35 exel (from 2001-2004) 93 glued 6 holes (63 from 2006-2008, 7 from 2005, 5 from 2001-2004)
Inclination	1:30	1:30
Sleepers	Wood (Hard) c/c 50cm	Concrete c/c 60 cm
Fastenings	Hey-Back	Pandrol Eclips green
Ballast	Class 1, 30 cm beneath sleeper	Class, 1 30 cm beneath sleeper
Turnouts (S&C)	1994 32 st, Mainly EV-SJ50-11-1:9 and	27 turnouts in main track: 14 UIC 60 1:15 1 UIC 50 1:14 7 UIC 60 1:9 5 SJ 50 – 11 – 1:9
Rail Lubricators (way side)		36
Curves	Tangent track R > 1500 5 % R 1000 – 1500 4 % R 900 – 1000 2 % R 800 – 900 2 % R 700 – 800 3 % R 600 – 700 5 % R 500 – 600 12 % R 400 – 500 1 % R min 476 m	Ditto
Elevation	No elevation 20 % 1-5 m in 1000 meter 29 % 6-10 31 % > 10 m in 1000 meter 20 %, Max elevation 14	Ditto

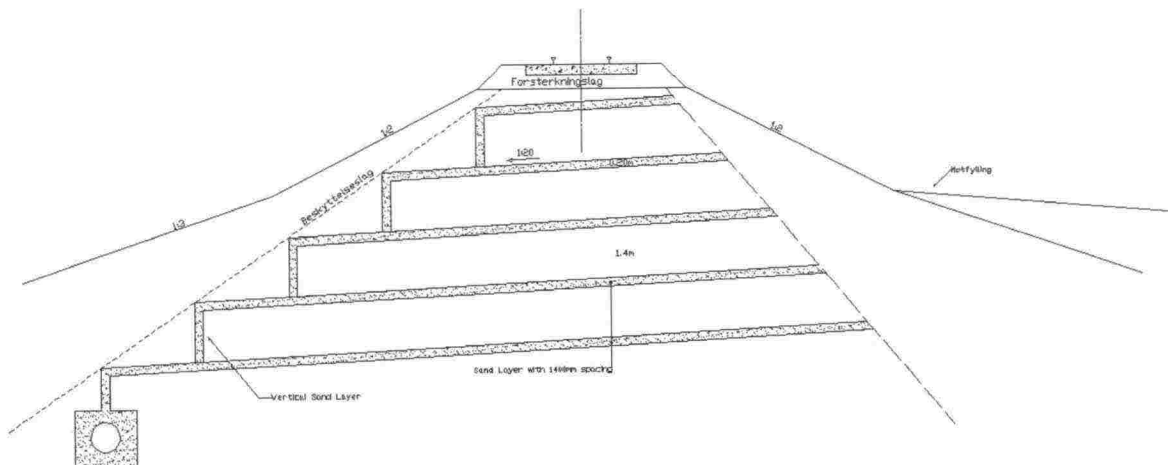
## 1.1 Substructure

Since Malmaban was initially constructed over 100 years ago. It has had plenty time to settle and frost heave sections have been identified and treated. The line was constructed mainly 2-3 meters above the surrounding terrain, which facilitates drainage. The section 111 is located on top of a continuous permafrost section. The permafrost causes occasional settlements (up to 25 mm) which are corrected by tamping.



In typical construction, the material under the track is removed all the way to a frost depth (2 to 2.4 m). At selected locations, such as under turnouts or on "Silty" soils, additional structure depth of Styrofoam boards (XPS) may be used for better insulation.

The typical section for higher embankments is shown in Figure 2. The embankments are built with natural soils from the area (including silt), but they include gravel isolation layers.



**Figure 2. Typical embankment.**

Most swamps are shallow, so they have been dug out during winter time. Where swamps have been deeper (over 4 meters), wood piles have been used to transfer the loads to stable material (concrete piles for bridge abutments).

### **3. Maintenance problems before and after upgrading.**

#### **3.1 New maintenance strategy**

In the mid-1990 Banverket changes its overall maintenance strategy from predetermined maintenance towards a mix of condition based and predetermined maintenance. The predetermined maintenances stipulated for instant that turnouts in main track, should be maintained twice a year, 30 % of the total length of a line should be tamped every year and so on.

The condition based maintenance program included inspection of the assets both for safety reasons and to investigate the need for maintenance. A visual inspection is carried out 6 time a year. The track quality is also measured 6 time a year, twice a year by the STRIX measuring wagon and 4 times a year by EM 80. In order to detect cracks in rail, an ultrasonic train runs over the section once a year, followed by a manual NDT check up (non destructive testing). The inspection remarks are classified as corrective maintenance (immediate repair) or condition based maintenance.

There is also a certain percentage of predetermined maintenance left, because of internal regulation. The predetermined maintenance consist e.g. of maintenance of insulated joints, lubrication of turnouts and exchange of bulbs.

### 3.2 Substructure

The infrastructure upgrade has focused on strengthening bridges, the stability of embankments, and the lengthening of passing sidings. The expected increase on track degradation is by 20 % over the next 10 years (Nordmark and Larsson-Kråik, 2007). Other step taken to upgrade Malmaban has been:

- Culverts has been renovated.
- Reduce the influence of substructure movement due to frost in the ground
- Macadam cleaning / re-profiling embankment
- Macadam re-filling for improving track elasticity.
- Macadam re-filling and frost isolation
- Increasing the cross sectional tunnel area
- New improved tunnel connections

Although the culvert has been renovated, the shift to 30 tonnes axle loads on Malmaban has caused drainage related problems. The existing rock culverts along the line are deteriorating at accelerated speed. Culverts that would take 10 years to break under 22.5 ton loads and one year under 25 ton loads are now breaking in one month. Heavy haul traffic causes the rocks to move, resulting in leakage. This problems is being addressed by adding inside liners to the culverts. 30 tonnes loads are also causing “water pumping” to the embankments. This is especially problematic at locations, where poor materials enter the embankment and cause settlements (Lautila and Alkire, 2008).

### 3.3 Superstructure (permanent way)

#### 3.3.1 Rails

The permanent way was upgraded in the 1970 to 50 kg long welded rails on hard wood sleepers c/c 50 cm and Hey-Back fastenings. Because of heavy haul traffic ( $\geq 25$  tonnes axle load) the rail life length varies. A study of empirical data during the year 1972 – 1995 showed that the technical life length for rails were 300-360 MGT in curves with radius less than 600 m and 400 MGT in tangent track (Espling et al, 2007). Replacement of rails was done due to shelling, spalling and head checks. There were no grinding included in the predetermined maintenance program.

The section was operated by the old iron ore wagon Uad with a stiff bogie and some steering problems in curves, resulting in increasing forces towards the track gauge corner. Figure 3 shows the amount of RCF (Rolling Contact Fatigue) defects per kilometre. These increase in the end of the outgoing transition curve on the high rail. Figure 4 and 5 shows that the defects are approximately the same in the circular part of the curve and on the tangent track.

Observations from the track, interviews and literature studies summons up the result (Espling et al, 2007);

- RCF defects are located in the outgoing transition curve and on the first 20 meter of the tangent track.
- Wear is located in the in coming transition curve on the high rail and in the circular part and in curves with radius less than 550 m.
- Corrugation starts in location with various stiffness in track structure and in termite welded joints.

Both the investigation STAX 30, before increasing the axle load to 30 tonnes and from benchmarking with other heavy haul railways, shows that the rail life length could be increased to 1 000 MGT, by choosing the right rail material and profile, and using right strategy for grinding and lubrication.

An extensive grinding programme was initiated in 1997 to achieve a special rail profile and to control surface initiated rolling contact fatigue cracks. The programme includes yearly grinding including rail reprofiling. A new target profile was introduced called MB1 that was expected to conform better to the hollow worn wheel of the ore wagons. It has then been followed by a more optimised target profile MB3. At first, the MB1 was only ground on the high rail in curves and then on the low rail standard BV 50 profile. (Nordmark and Larsson-Kråik, 2007).

The grinding programme resulted in a decrease in RCF defects. It is necessary to find the right level of material removal. If the material removal is not sufficient the cracks will not be removed and can cause damage to the rails. Too big removal will result in an earlier rail replacement caused by reaching the maximum wear level too early. The grinding program has reduced the need for replacements of both rails in the curve replacement of only the high rail. In 2001 the results from the grinding program lead to the following estimation – the medium life length for rail would be 24 year (608 MGT), and in curves see table 2 (Ramstedt, 2001).

Today curves on the southern route are ground every year, which equates to 26 million gross tonnes including the mass of locomotives and empty trains. Tangent track is ground every third year after about 80 million gross tonnes (Nordmark and Larsson-Kråik, 2007). Almost every turnout is ground annually, at least in the main track.

### **Rail replacement**

In the beginning of the 90<sup>th</sup> the rail replacement amount per year was 25 000 meter. The grinding programme resulted in an immediate decrease of rail replacement to less than 5 000 m per year (Ramstedt, 2001), see figure 6.

In 2006 replacement and upgrading of the permanent way started (demands from the ore company LKAB). Half the section is now upgraded to UIC 60 rail, concrete sleepers and pandrol fastenings, see figure 6. Figure 7 indicates that the level for rail exchange has remained on a low level below 5 000 m a year.



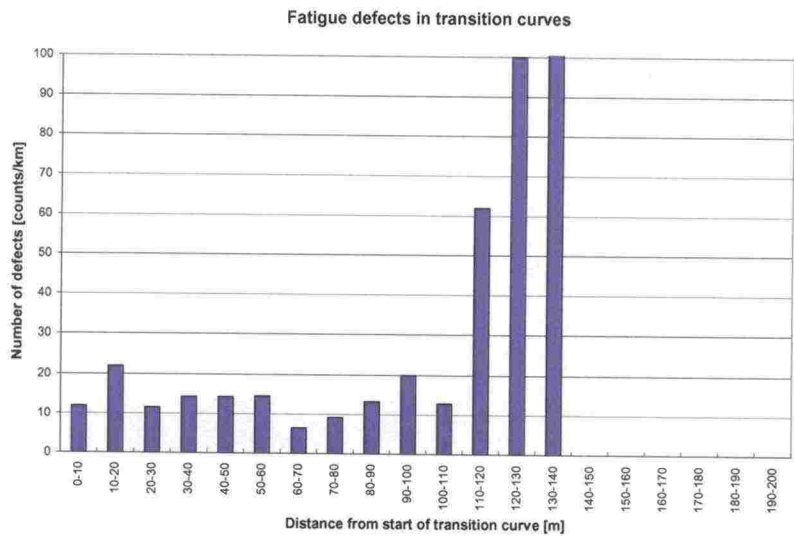


Figure 3. Amount of defects per kilometre in outgoing transition curve (loaded direction).

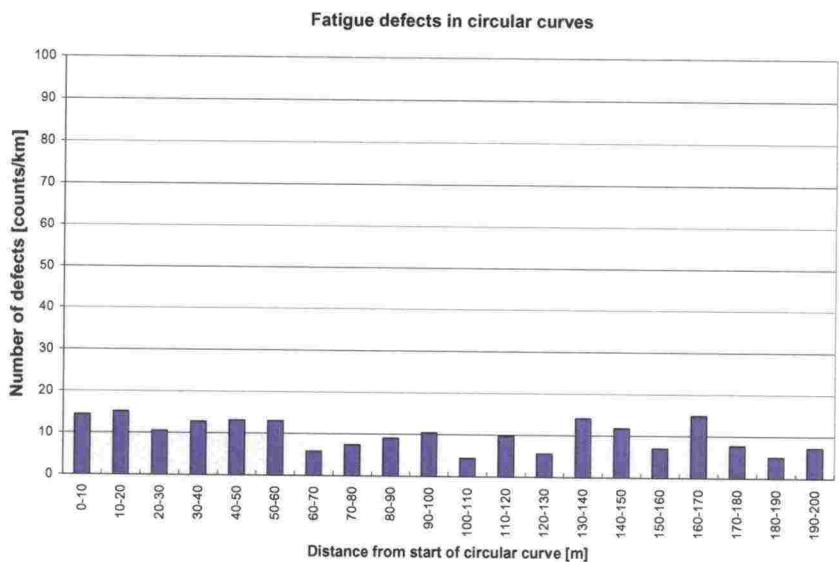


Figure 4. Defects in circular part of the curve

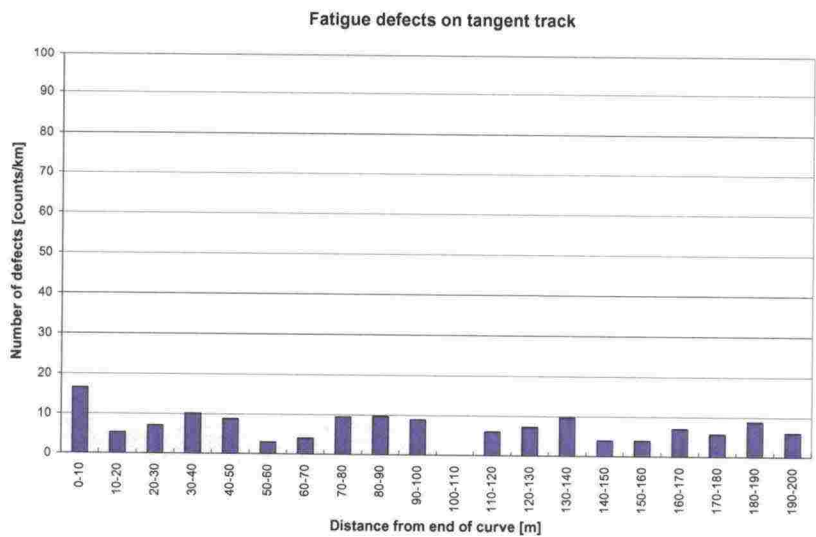


Figure 5. Defects in tangent track.

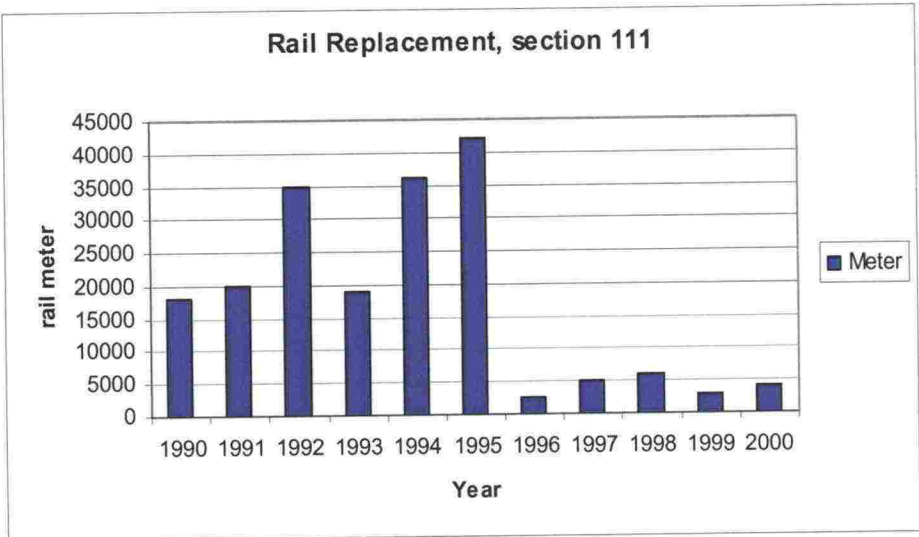


Figure 6. Rail Replacement section 111 (Ramstedt, 2001)

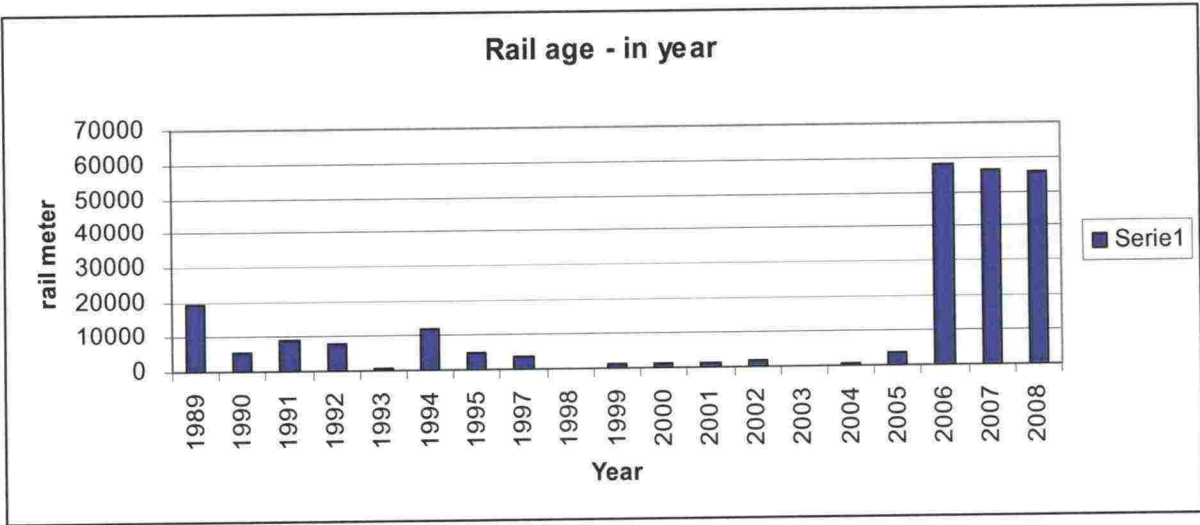


Figure 7. Rail in year, is a measure for the rail age, if you look into the mirror in December 2008. (BIS, 2008-12-18).

Table 2, Estimated life lenght for rails in curves.

Radius	Life length (year)		MGT	
	High Rail	Low Rail	High rail	Low Rail
500-700	11	11	279	280
701-900	16	19	404	466
> 900	19	24	480	610
Tangent track	42	42	1049	1049

**Rail lubrication**

Proper lubrication can reduce wear rates by a factor of 20. Curves below 600 m radius are lubricated (except during a period from November to April, when the way side lubrication equipment does not work because the cold weather). Both way-side and onboard lubrication are applied to reduce gauge corner wear on rails and flange wear on wheels

**Ultrasonic detection**

Cracks caused by RCF has increased since the grinding program started. During 1992 to 1996 the amount of detected cracks was about 60 per year. During 1997 to 2000 the amount increased to 111 per year. Most of the defects were classified as shelling. The increase can be explained by a very cold winter in 1998 and that the number of NDT-inspections was doubled 1998 – 2000, see Figure 8. After 2002 the NDT defects has decreased, thanks to the grindings program, see Figure 8.

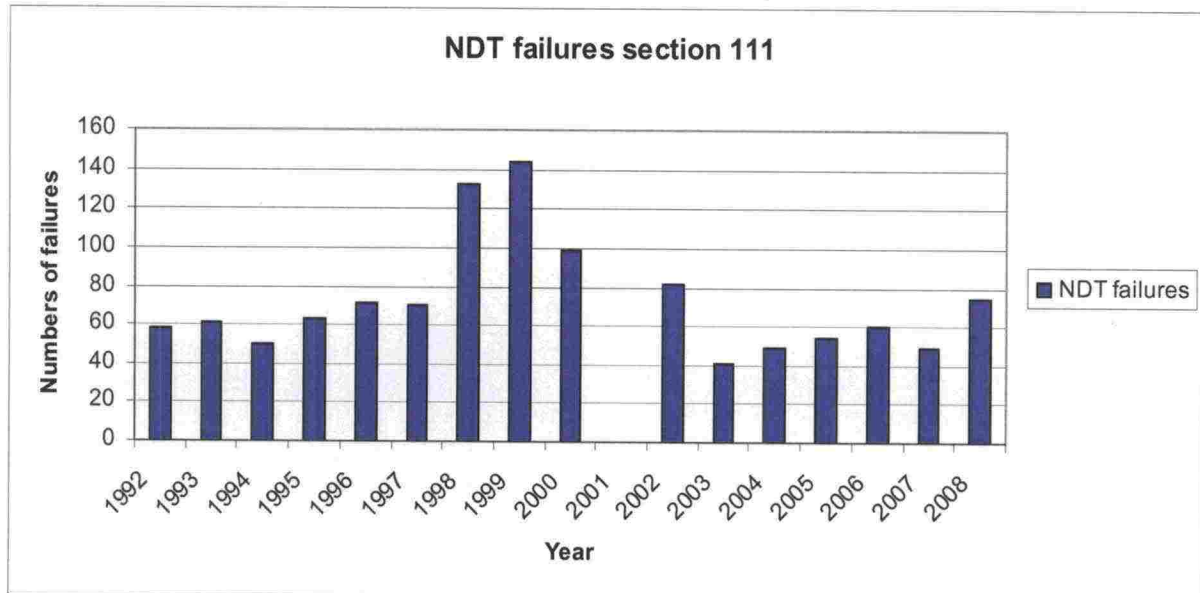


Figure 8, NDT Failures on section 111. 1992-2000 (Ramstedt, 2001). 2002-2008 BESSY (Inspection database)

### 3.3.2 Insulated Joints

Insulated joints are weak spots in the track and both failure and inspection remarks increases with increasing axle load. Therefore exel joints were introduced in the 90<sup>th</sup>. Exel joints can be mounted in the track, but it is vital to follow the supplier's instruction for both installation and maintenance. When upgrading to UIC 60 rail the exel joints has been replaced with prefabricated six holes joints with a estimated life length of 8 years, see also Figure 14.

### 3.3.3 Sleepers

All the sleepers are progressively being replaced with concrete sleepers, because of lower purchase cost and longer tie life expectancy. The calculated life span of sleepers is 50 years, but the expectations are that they will be replaced in approximately 30 years (simultaneously with other superstructure). There are no major maintenance concerns, but rail seat abrasion was recognized as a challenge. The effects of 30 ton axle loads on ties are yet to be studied (Lautila and Alkire, 2008).

### 3.3.4 Fastenings

Heavy axle causes some problems on the fastenings. In curves the springs in Hey-Back and Pandrol has come loose. Hopefully this problem will be reduced by the new fastening Pandrol eclips green, see also Figure 14.

### 3.3.5 Turnouts



Turnouts stands for 13 % of the maintenance cost in Sweden and the highest cost in Sweden is on the track section 111. This is caused by the degradation but also the need for inspection to keep a high safety level (Nissen, 2008). The medium age for the turnouts in the main track on section 111 is 8,5 years. The life length varies because of their location and how they are operated, see table 9. The life length will decrease if the turnouts is placed near a road crossing, railway bridge, in a narrow curve and/or if its operated so that loaded train are directed to the siding.

The proper operation of switches during the winter conditions is mainly secured with the use of electric switch heaters. Additional protection has been adapted to the switches in the form of covers over the heating elements that protect them from the snow. These elements are removed for the summer time. Movable frogs are used in some of the turnouts to reduce the dynamic loads and demand for welding at winter (Lautila and Alkire, 2008).

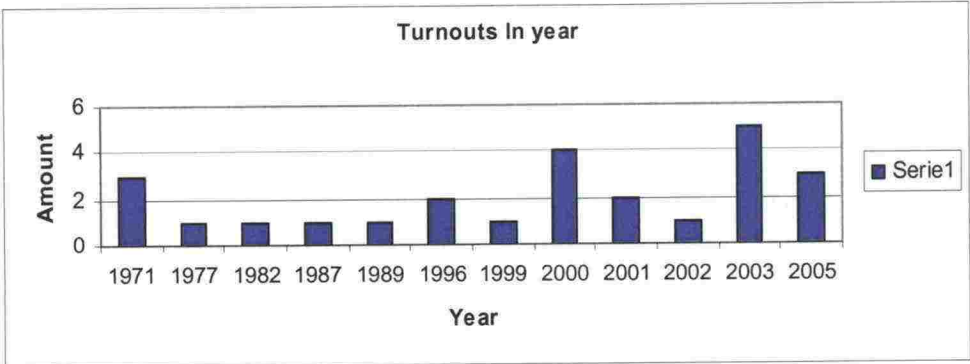


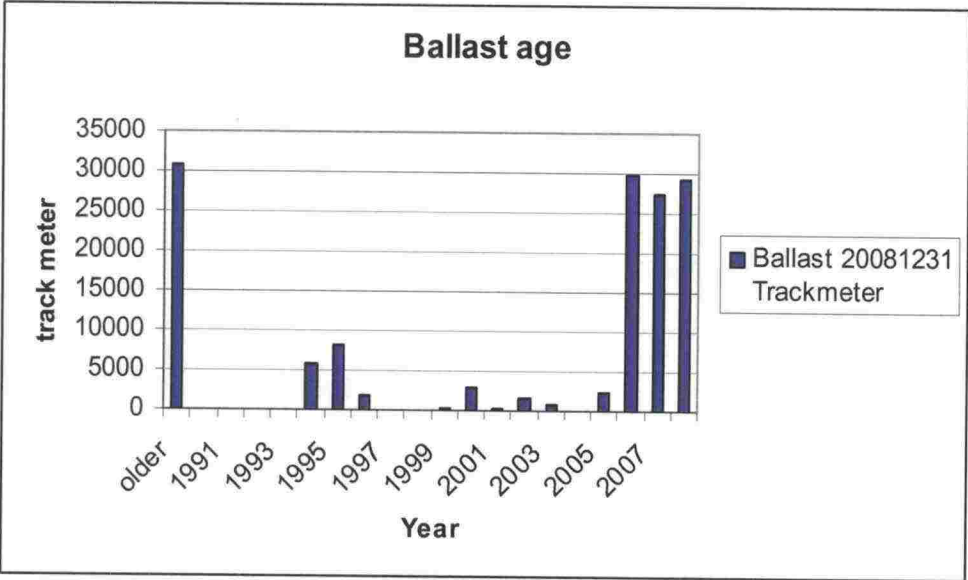
Figure 9. Age of turnouts on section 111 (BIS 2009-12-18)

3.3.6 Ballast

Figure 10 shows the ballast age on section 111. Re-filling has been done:

- After macadam cleaning and re-profiling embankment
- For improving track elasticity.
- For frost isolation

Re-filling 2006-2007 is caused by the replacement of the permanent way.



Figur 10. Ballast, input year (BIS, 2008-12-18)

3.3 Maintenance Indicators

Track quality and the health condition on the asset can be measured by:

- track quality,
- amount of failures and
- amount of inspections remarks.

The track quality for section 111, has increased since the grinding program was introduced. During 1991-1995 it was around 95 % and increased to 97 during 1998 -2000 (Ramstedt, 2001). As seen in Figure 11 the quality has continued to increase and has been in medium 105 during 2002 and 2008 (BV Knuten 2008, Banverket Production)

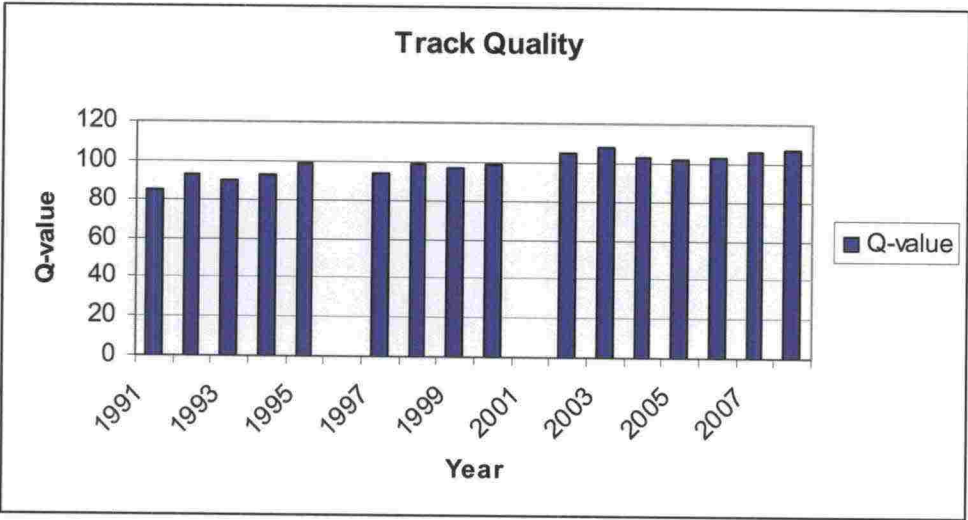


Figure 11. Track Quality

There is a connection between track quality and tamping, but there is also seems to be a connection between grinding and tamping, see figure 12.

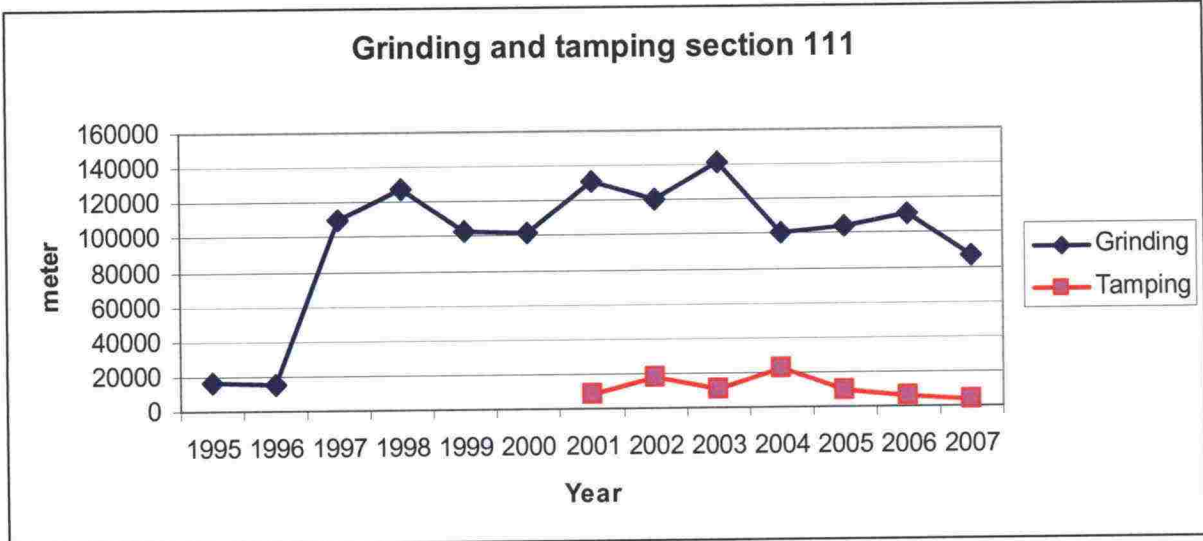


Figure 12. Grinding and tamping on section 111

Failures on assets are reports into the system Ofelia, which was introduced in 2000. The amount of failures has an increasing trend from 2001 to 2008, see Figure 13. The most failed assets are turnouts 17 %, track 10 % and insulated joints 9 %. In 2006 a new procedure for reporting “Failure disappeared” was introduced resulting in an increase of failure reports with 6 %. This code is mainly caused by turnouts and is reporting how many times the dispatcher has to push the button for getting the switch blade in control. Other turnout failures have increased from 2001 to 2006 with 15 %. The failure on track and insulated joints increased slightly in the beginning of the period, but has then decreased again due to the rail replacement.

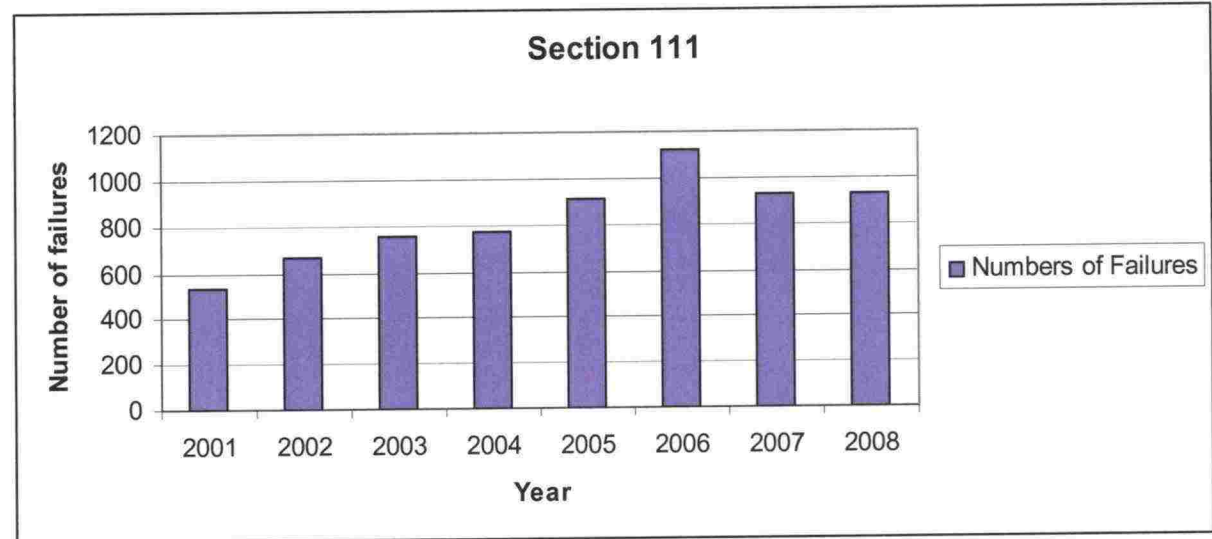


Figure 13. Number of failures; (Ofelia, 2009-01-02)

The maintenance on Malmaban is outsourced. In 2004 a new contract was signed that made the contractor responsible for the performance, resulting in a decrease of inspection reports, caused by new working procedures. This makes it difficult to use the inspection remarks as an indicator, see Figure 14. Although there is a trend for increasing remarks for joints and



fastenings. The decrease for fastenings from 2006 is caused by the permanent-way-replacement program.

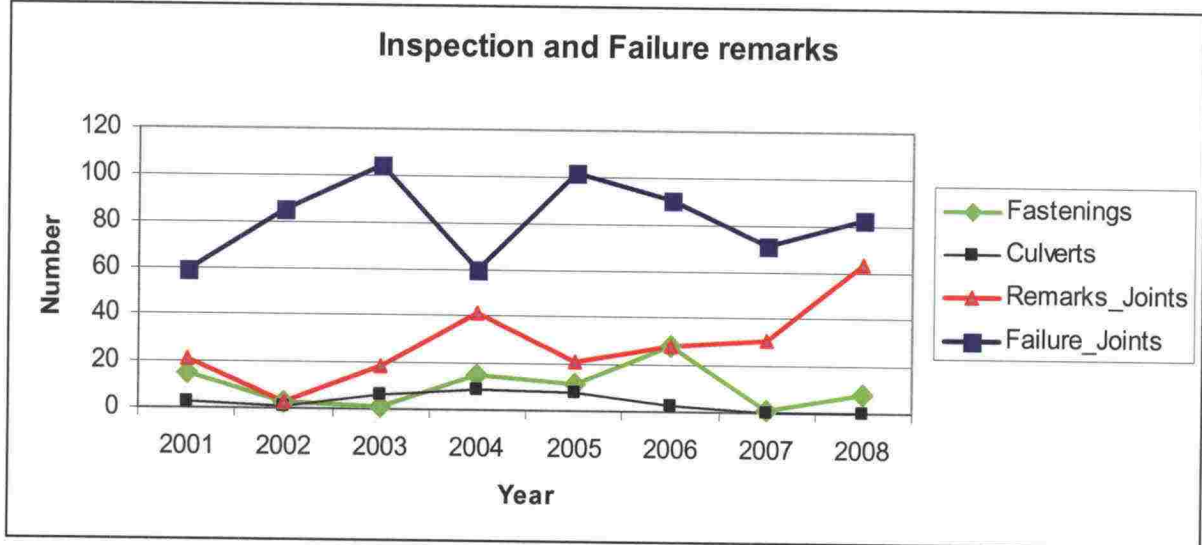


Figure 14: Inspection remarks for fastenings, culverts, insulated joint and failure reports for insulated joints (BESSY and OFELIA)

#### 4. Maintenance and renewal cost before and after upgrading.

During the years 1970–1995 the total maintenance cost including reinvestment was 36,1 Mkr/year of which costs related to traffic was 52 %. The traffic related cost were related to replacement of rails 29,7 %, maintenance of rails 6,5 % and maintenance of turnouts 7,4 %.

The degradation model Decotrack which has been developed at JVTC, Luleå Railway Research Center predicted that the maintenances cost would de/increase between – 4 to + 13 % depending of the choice of wagon type. The same result was reach by an independent investigation by the company Zeta-Tech. New simulations with Decotrack shows the significance of the axle load, see figure 14. Higher axle loads will increase the track dependent cost caused by operation with 29 % and the total maintenance costs with 14% if MTAB should continue to operate the line with the old ore wagon type.

Ramstedt (2001) analysed the outcome from the grinding program by comparing three alternatives:

- Alternative 1: Rail profile BV50, no grinding
- Alternative 2: Rail profile B50, grinding once a year
- Alternative 3: Rail profile UIC60, grinding once a year

The result showed that grinding was profitable. The yearly savings between alternative 1 and 2 was 4,5 Mkr and between 1 and 3 6,7 Mkr.

The cost for rail replacement has decreased from 12 Mkr before 1997 to 5 Mkr per year 2000.

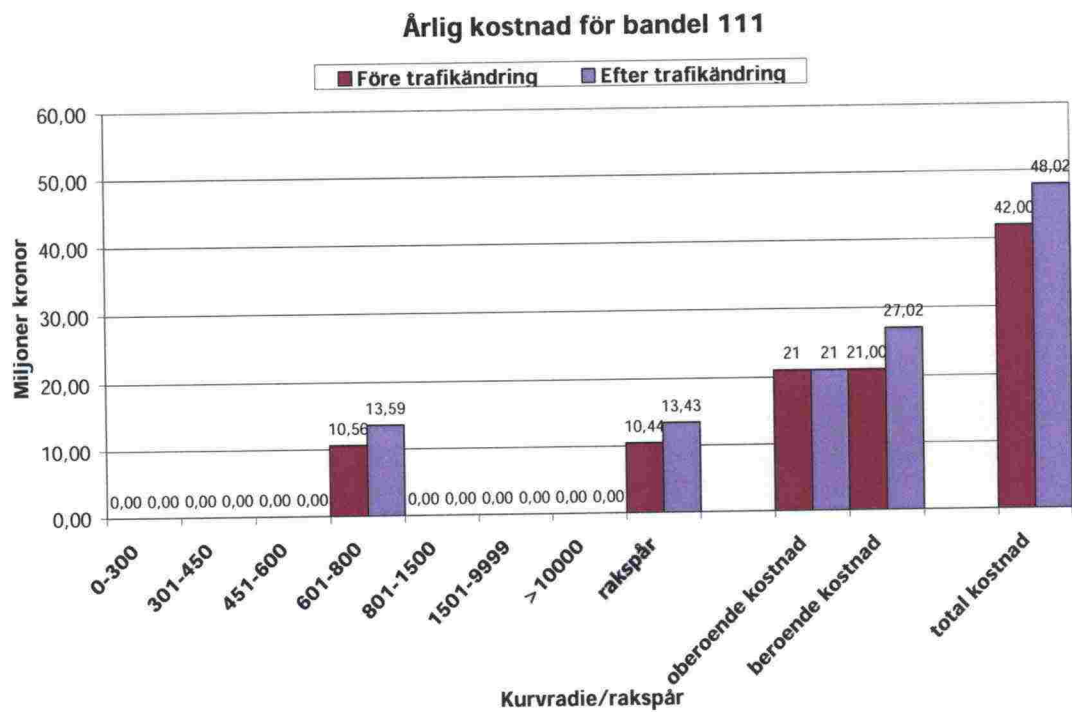


Figure 14: Analyse of section 111 with Decotrack. Increased axle load from 25 to 30 tonnes.

The savings between 1997 – 2000 due to grinding was 3 Mkr/year.

Furthermore Ramstedt (2001) predicted that more saving would come when the permanent way was upgraded to 60 kg rail and concrete sleepers, approximately 2.2 Mkr more.

The total cost for grinding and rail replacement in 2000 was lower than the cost for rail replacement before 1997, see Figure 15.

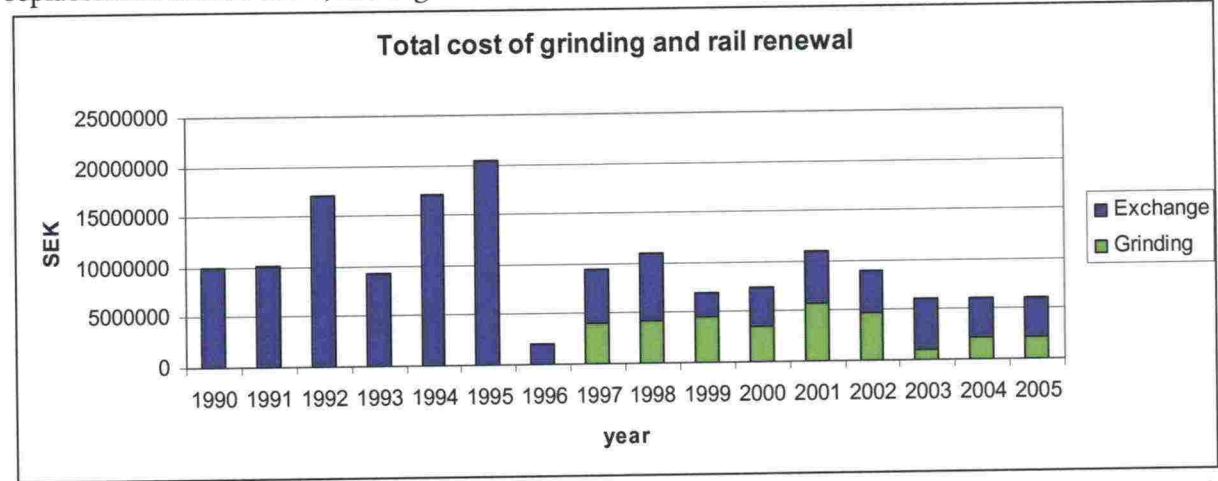


Figure 15. Total cost of grinding and rail renewal (Ramstedt 2001, Nordmark & Larsson-Kräik, 2007)

Over the first two years of the rail grinding programme, the total cost of grinding and rail replacement was reduced almost 40% while both the rail and track quality generally improved immensely (Nordmark and Larsson-Kräik,2007).

Since the operation and maintenance is yearly funded and outsourced it is difficult to analyse the actual cost. Figure 16 shows the maintenance cost for the section (2006-2008, excluded

because of the permanent-way-replacement program). The rapid increase in 2002 is a result of extra funding in order to decrease failures caused by bad climate (snow and ice), other big increases are caused by extra aimed activities e.g. replacements. The total maintenance cost has increased with 30 % (2005), if those extra costs are excluded.

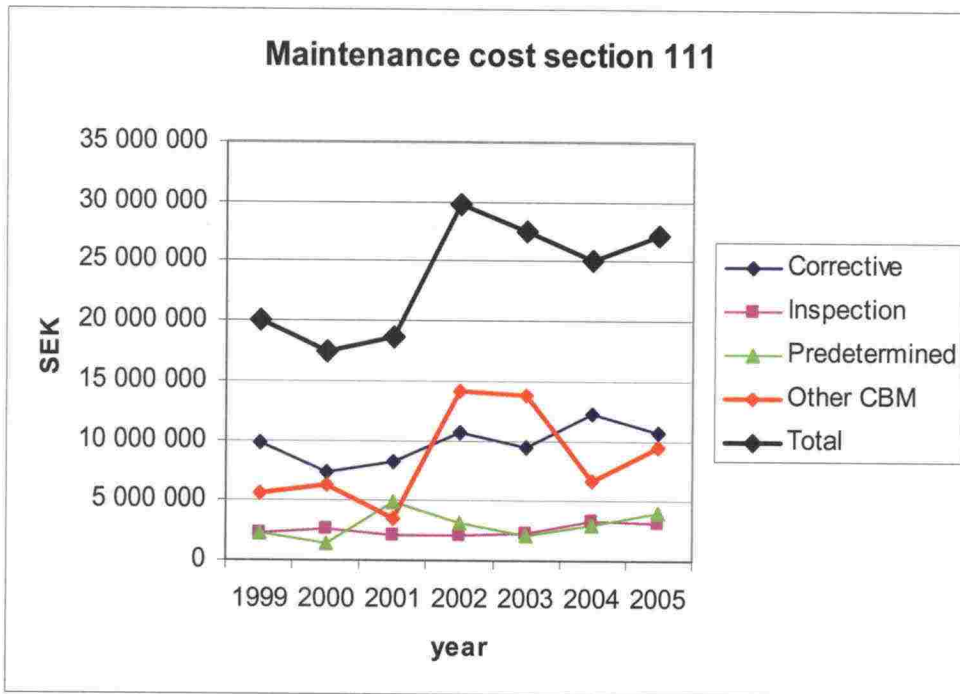


Figure 16. Maintenance cost for section 111

## References

- Espling U., Nissen, A. and Larsson, D. (2007). *Strategi och metodutveckling av underhållsgränser för fordons- och banunderhåll, sett ur ett ekonomiskt perspektiv*. Forskningsrapport 2007:07, Luleå tekniska universitet, Luleå 2007, ISSN:1402-1528, LTU-FR-07/07 (Only in Swedish).
- Lautala, P., Alkire, B (2008). *Scandinavian Scan tour*. Michigan Tech. University. 8/28/2008
- Nissen, A. (2008). Article about cost for S&C on some Swedish lines.
- Nordmark, T. Larsson-Kräik, P-O (2007). Managing rail degradation on the Malmbanan. *Railway Gazette*, June 2007, pp 369-372
- Ramstedt, T (2001). *Rälsslipning på Malmbanan*, Banverket Norra Banregionen, BRNB 2001:05





Dr. Ulla Juntti  
Performance in Cold AB  
Luleå Railway Research Center (JVTC)

Tel : +46 70 526 5035

[Ulla.juntti@minus8.nu](mailto:Ulla.juntti@minus8.nu)

Dr. Juntti (ex-Espling) obtained her MSc in Mechanical Engineering from Luleå University of Technology during the year 1980. She worked for nearly 20 years mainly with Swedish State Railway Authority (SJ) and Swedish National Rail Administration (Banverket) in various Capacities. She worked in state owned Railway sector in various capacities such as Track Engineer, design and construction engineer (Track Renewal and New Constructions), etc. She was Head of Luleå Track Area before joining Luleå Railway Research Center as Dy Director in 2001. She obtained a Lic. Degree in the year 2004 and a PhD degree in field of Operation and Maintenance of railway system during the year 2007. Currently she is consultant to Banverket and working on an EU FP 6 Project INNOTRACK. She is also a Board member and a part time advisor to Luleå Railway Research Center(JVTC). Besides these two assignments, she is also Managing Director of a Consultancy Company Performance in Cold AB. Her Research and development interest includes, Railway Maintenance Engineering and Management, Track Renewal, Reliability and Maintainability Application in Railways, LCC and Contract formulation , etc.

*Doctor of Philosophy: Thesis title: Maintenance Strategy for a Railway Infrastructure in a Regulated Environment"*

*Licentiate in Engineering Thesis title: Framework for an Operation and Maintenance Strategy from a Regulated Infrastructure Perspective")*

9.12.2008

## KAIVOSKALUSTON METRIPAINON VAIKUTUS SILTOIHIN VÄLILLÄ KEMI-KOLARI

### Lähtökohdat

Toimeksiannossa tarkasteltiin kaivoskaluston metripainon vaikutusta siltojen kantavuuksiin välillä Kemi-Kolari. Lähtökohdaksi otettiin ruotsalaisen kaivosvaunun Fammoorr'in akseleiden ja telien sijainnit sekä 30 tonnin akselipaino.

Tarkastelu tehtiin haarukoimalla ensin koko rataosuuden silloista pois uudemmat sillat, jotka on jo mitoitettu vähintään kuormakaaviole VR-74.

Seuraavaksi jäljelle jääneet sillat jaoteltiin teräsbetonisiin laatta-, palkki- ja kehäsiltoihin sekä teräksisiin ristikko- ja levypalkkisiltoihin.

Siltamäärän ollessa suuri pyrittiin tarkempaa tarkastelua varten etsimään yleisimmät ja edustavimmat siltatyypit ja jännemitta-alueet kustakin edellä mainitusta ryhmästä.

Yksittäiset tavanomaisista poikkeavat sillat, joilla ei ole suurta kustannusvaikutusta, jätettiin myös tarkastelun ulkopuolelle.

Kunkin ryhmän edustavimmille silloille tehtiin tarkka mutta tavanomaista suppeampi kantavuustarkastelu Fammoorr -vaunun todellisille kuormille, jotta löydettäisiin mahdolliset rajatapaukset kantavuuden suhteen.

### Laskentaperusteet

Siltojen kantavuuslaskelmat perustuvat eurokoodiin EN 1991-2:2003 ja eurooppalaiseen standardiluonnokseen DRAFT prEN 15528, Tiehallinnon kantavuuden laskentaohjeeseen (TIEL 2170005), RHK:n kantavuuden laskentaohjeeseen (RSO 9) ja ohjeisiin Rautatiesiltojen kuormat (RSO 2) ja Mitoitusohjeet (RSO 3).

Staattinen mitoitus on tehty edellä mainittujen kotimaisten ohjeiden (TIEL 2170005 ja RSO) sekä Betoninormien by 50, 2004 mukaisesti. Kuormaosavarmuuskertoimina on käytetty RSO 9:stä poiketen uusien siltojen osavarmuuskertoimia.

Väsytyksimitoitus on tehty myös pääasiassa RSO:n ja TIEL 2170005:n mukaan. Väsytyksikuormille on kuitenkin käytetty EN 1991-2:2003 mukaista sysäyskerrointa (ottaa huomioon rakenteen jännemittojen lisäksi junien nopeuden) RSO:sta poiketen (aikaisemmin kantavuustarkasteluissa on käytetty uusien siltojen mukaista sysäyskerrointa).

Väsytyksimitoituksessa on lisäksi otettu huomioon RSO:n mukaisesti kunkin sillan ylittänyt todellinen liikennemäärä 25 vuoden jaksoissa alkaen vuodesta 1900 ja päättyen vuoteen 2024. Tullevana mitoitusliikennemääränä on laskelmissa käytetty 19 milj. brt/vuosi.

Muita käytettyjä ohjeita on lueteltu siltakohtaisissa kantavuuslaskelmissa. Tällaisia ovat muun muassa vanhojen betonirakenteiden mitoitusarvoihin liittyvät ohjeet.



9.12.2008

### **Tb-sillat**

Betonisilloista rataosalla suurin osa oli laattakehäsiltoja. Laattasiltoja oli vain muutama mutta niillekin tehtiin kantavuustarkastelu laskennan helppouden vuoksi vaikka niiden kustannusvai-  
kutukset mahdollisen päällysrakenteen uusimisen suhteen on pieni.

Tb-silloille tehtiin vain murtorajatila ja väsymismurtorajatilamitoitus.

### **Tb-laattasililat:**

- 3,5 m:n jänteellä oleva silta Heikanojan rs Tor-Kola 895+52 kesti tarkastelun perusteella Fammoorr -vaunun kuormituksen

- 6,0 m:n jänteellä olevista laattasilloista Koskenojan rs Tor-Kola 938+632 leikkauskestävyyden suhteen oli lievä alitus jo 25 tonnin akselipainolla. Toinen vastaavajänteinen laattasilta oli vielä ohuemmilla rakennemitoilla

- **tb-laattasilloissa ei pienillä metripainon muutoksilla saavuteta muutoksia siltojen kantavuuksien suhteen**

### **Tb-laattakehäsililat:**

- kehien rakennepaksuudet olivat yleensä ottaen reilut  
- joissain harvoissa kehäsilloissa rakennepaksuudet olivat ohuempia kuin yleensä vastaavissa pienemmissä silloissa  
- ratapenger oli joissain silloissa erittäin korkea  
- korkea ratapenger yhdistettynä ohuehkoon kansilaatan paksuuteen muodostivat ainoat ongelmalliset tapaukset

- ongelmallisimman edellä mainitun kaltainen tapaus on 4,3 m:n vapaa-aukkoinen Honkamaanojan rs Tor-Kola 1056+54, jonka kansilaatan paksuus on vain 0,35m vaikka sillalla on n. 2,3 m korkea ratapenger => tarkastelussa kriittisimmäksi osoittautunut kansilaatan leikkauskestävyys ylittyy vain vähän

- vastaavanlaisia 3,2 m:n vapaa-aukolla olevia kriittisiä siltoja ovat Myllyojan rs Tor-Kola 1008+659 ja Äijänojan rs Tor-Kola 1038+473

- samaa suuruusluokkaa ja pienempiä muita laattakehäsiltoja, joissa ei todennäköisesti ole kantavuusongelmia Fammoorr -vaunun kuormituksen suhteen, on yhteensä 12 kpl

- pidemmällä vapaa-aukolla olevilla silloilla ei ole korkeita ratapenkereitä  
- pidemmällä vapaa-aukolla olevista silloista tyypillinen 8,0 m:n vapaa-aukolla oleva Paamajoen rs Tor-Kola 986+971 kesti hyvin tarkastelun perusteella Fammoorr -vaunun kuormituksen  
- samaa suuruusluokkaa olevia laattakehäsiltoja, joissa ei todennäköisesti ole ongelmia kantavuuden suhteen Fammoorr -vaunun kuormituksen suhteen, on yhteensä 4 kpl

- **kolmessa ongelmallisessa tb-laattakehäsillassa ei metripainon muutoksilla saavuteta muutoksia siltojen kantavuuksien suhteen mikäli akselipaino pysyy samana**



9.12.2008

## Terässillat

Terässilloissa erityisesti ristikkosiltojen kustannusvaikutus korjaamisen tai uusimisen suhteen on erittäin suuri. Myös levypalkkisillat ovat pitkin jännemittoineen kalliita korjata tai uusia. Levypalkkisiltoja rataosalla on kokonaan niittiliitoksilla koottuja, joissa junat kulkevat pääpalkkien päällä tai pääpalkkien välissä sekundäärirakenteiden päällä sekä levypalkkisiltoja, joissa pääkannattajat on hitsattuja rakenteita ja sekundäärirakenteiden liitokset on niittiliitoksia tai hitsausliitoksia. Hitsatuissa pääpalkeissa junat kulkevat pääpalkkien päällä.

Terässilloista tarkasteltiin ainoastaan pääkannatinrakenteiden ja junakuormaa pääkannatinrakenteille välittävien muiden kannatinrakenteiden kantavuus. Kaikkia näiden edellä mainittujen rakenteiden liitosrakenteita ei kuitenkaan tarkasteltu.

Terässilloille tehtiin mitoitus sallituilla jännityksillä sekä väsymismurtorajatilamitoitus.

## Teräsristikkosillat:

- rataosalla on neljää erilaista tyyppiristikkoa viidessä eri sillassa (jm = 35, 40, 42 ja 45 m)
- jm = 35 ja jm = 45 m:n tyyppiristikoille on tehty aikaisemmin eri projekteissa kantavuustarkasteluja LM71-25 kuormakaaviolle sekä Eurocode Category E5 mukaiselle todelliselle 25 tonnin akselikuormalle, joka vielä kerrottiin alfa -kertoimella 1,1 (mitoitettava kuorma 275 kN) - tällöin myös käytettiin RSO:n mukaisia sysäyskertoimia
- nyt tehdyssä tarkastelussa mitoitettava akselikuorma on 300 kN ja sysäyskertoimet ovat EN 1991-2:2003 :n mukaisia dynaamisia kertoimia
- teräsristikkosiltojen tarkka kantavuustarkastelu on runsaasti laskentaa vaativa toimenpide
- niinpä yhdestä tyyppiristikosta jm = 45,0 m, jota on kolmessa sillassa yhteensä 5 kpl, tehtiin tarkka mutta tavanomaista suppeampi kantavuustarkastelu
- jm = 45,0 m:n tyyppiristikko kesti tarkastelun perusteella Fammoorr -vaunun kuormituksen
- sekundäärysten pituus- ja poikkikannattajien mitoitukseen vaikuttaa melkein ainoastaan teli-ryhmän akselipainon suuruus - vain pientä lisävaikutusta on etäällä olevasta toisesta akseli-ryhmästä => Fammoorr -vaunun kuormituksesta ei aiheutunut kantavuusongelmia tarkastelun perusteella
- pääristikoiden osalta ei myöskään ei aiheutunut kantavuusongelmia Fammoorr -vaunun kuormituksesta tarkastelun perusteella
- aikaisemmin tehtyjen kantavuustarkastelujen perusteella voidaan arvioida, että myös jm = 35,0 m:n tyyppiristikko todennäköisesti kestää vastaavanlaiset kantavuustarkastelut
- jm = 40 ja jm = 42 m:n tyyppiristikot ovat myös saman aikakauden ristikoita
- tarkastellussa tyyppiristikossa ei pienillä metripainomuutoksilla saavuteta merkittävää eroa kantavuustarkasteluun sillä pääristikoilla kantavuus ei ole todennäköisesti kriittinen ja sekundäärirakenteiden kantavuuden määrää pääasiassa akselipaino kun teliparin akselien sijaintia ei muuteta

9.12.2008

**Teräksiset levypalkkisillat:**

- niitatuista levypalkkisilloista, joissa juna kulkee pääkannattajien päällä, tarkasteltiin jm = 10,0 m Kiikkaranojan rs:aa Lla-Tor 868+710 => sillalla ei todettu tarkastelun perusteella kantavuusongelmia Fammoorr -vaunun kuormituksesta eikä kriittisimpään leikkauskestävyyteen vai-  
kuta kuin teliryhmän akselipaino

- niitatuista levypalkkisilloista, joissa juna kulkee pääkannattajien välisissä sekundäärirakenteiden päällä, tarkasteltiin jm = 22,0 m Ratasjoen rs:aa Tor-Kola 973+646 => sillan pituus-, poikki- ja pääkannattajissa ei todettu tarkastelun perusteella kantavuusongelmia Fammoorr -vaunun kuormituksesta

- levypalkkisilloista, joissa on hitsatut pääkannattajat (juna kulkee pääkannattajien päällä), tarkasteltiin jm = 10,0 m Iso-Jaukkurin rs:aa Tor-Kola 950+146, jm = 11,88 m Liakanojan rs:aa Tor-Kola 904+713 sekä jm = 23,0 m Naamijoen rs:aa Tor-Kola 1020+910 => sillan pääkannattajissa ei todettu tarkastelun perusteella kantavuusongelmia Fammoorr -vaunun kuormituksesta

**- tarkastelluilla levypalkkisilloilla voidaan pidemmissä silloissa (jm > 12 m) saavuttaa pieniä eroja kantavuustarkasteluun mikäli mahdollisissa tarkemmissa tarkasteluissa havaitaan kantavuusongelmia (nyt tehdyissä tarkasteluissa ei havaittu ongelmia)**

**Huomioon otettavaa tehtyjen kantavuustarkastelujen osalta on että:**

- 1) Laskelmat on tehty perustuen vanhoihin suunnitelmapiirustuksiin. Suunnitelmien vastaavuutta toteutettuun rakenteeseen ei ole tarkistettu.
- 2) Laskelmat perustuvat arvioon, että tarkasteltu silta on rakenteellisesti täydessä kunnossa. Tarkempi arviointi edellyttää siltarakenteen kunnan tarkistamista.

Risto Parkkila  
Oy VR-Rata Ab  
Rautatiesuunnittelu

Liite: Kantavuuslaskelmia



26.11.2008

## Pohjois-Suomen akselipainoselvitys

Seuraavissa taulukoissa on yhteenveto eri rataosien siltojen uusimistarpeesta 25, 30 ja 35 tonnin akselipainoille. Tarkastelu perustuu vastaavanlaisten siltojen kantavuuslaskentaan 25 tonnin akselipainoille ja Ratahallintokeskuksen julkaisuun (A 7/1999) Rautatiesiltojen luokittelu ja inventointi Rautaruukki - Haaparanta akselipainojen korottamista varten. Rumpuarviot perustuvat rumpurekisterin rakenne- ja kuntotietoihin.

Kaikista silloista on tehtävä tarkempi kantavuusselvitys ennen korotettujen akselipainojen käyttöönottoa. Kiireellisyys on alustavasti jaettu kolmeen prioriteettiluokkaan:

- Prioriteetti 1 = todennäköisesti uusittava
- Prioriteetti 2 = ei osata antaa arviota, voidaan ehkä löytää jokin laskennallinen ratkaisu tai uusimista kevyempi ratkaisu.

Rummuista on korjattava ennen 25 tonnin akselipainojen käyttöönottoa vähintään vaurioituneet rummut. Korkeammilla akselipainoilla on uusittava kaikki vanhat kivi-, betoniputki- tai betonivalurummut.

**Taulukko 1. Oulu - Laurila siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 30 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 35 tonnia Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	23	5 005 000	30	16 705 000	35	21 105 000
Prioriteetti 2	17	26 350 000	15	18 310 000	10	13 910 000
Rummut	9	500 000	97	3 880 000	99	4 000 000
Merkittävät Prior1 sillat	Raasakan kanavan rs (li)		Heikinkadun silta (Oulu) Oulujoen ristikkosilta (Oulu) Kiiminginjoen rs (Haukipudas) Iijoen ratasilta (li) Simojoen ratasilta (Simo) <b>Kemi-Isوهاaran patosilta (Kemi)</b>		Tuiran alikulkusilta (Oulu) Jarkon alikulkusilta (Kemi) Rautiolan aks (Kemi)	

**Taulukko 2. Kemi - Ajos siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 30 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 35 tonnia Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	0	0	1	1 500 000	1	1 500 000
Prioriteetti 2	1	1 500 000	0	0	0	0
Rummut	0	0	2	100 000	5	200 000
Merkittävät Prior1 sillat			Kraaselinsalmen rs (Kemi)			



26.11.2008

**Taulukko 3. Laurila - Tornio siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 30 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 35 tonnia Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	3	3 180 000	5	5 030 000	6	5 680 000
Prioriteetti 2	2	1 850 000	1	650 000	0	0
Rummut	0	0	8	320 000	9	360 000
Merkittävät Prior1 sillat	Raumonjoen rs (Tornio) Keropudaksen rs (Tornio)		Kaakomojoen rs (Tornio)			

**Taulukko 4. Tornio - Haaparanta siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 30 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 35 tonnia Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	3	2 400 000	3	3 500 000	6	5 100 000
Prioriteetti 2	2	1 700 000	3	1 600 000	0	0
Rummut	4	160 000	5	200 000	5	200 000
Merkittävät Prior1 sillat	Pirkkiönjoen rs (Tornio)		Tornionjoen rs (Tornio)		Tornion aseman aks (Tornio)	

**Taulukko 5. Tornio - Kolari - Äkäsjoki/Rautuvara siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 30 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 35 tonnia Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	5	2 400 000	32	12 800 000	33	13 100 000
Prioriteetti 2	33	13 200 000	7	4 400 000	6	4 100 000
Rummut	0*)	0	178	7 120 000	178	7 120 000
Merkittävät Prior1 sillat	Liakanjoen rs (Tornio)		Martimiojoen rs (Karunki) Tengeliöjoen rs (Aavasaksa) Ratasjoen rs (Juoksenki) Jolmanpudaksen rs (Pello)		Naamiojoen rs (Naamijoki) Äkäskojoen rs (Äkäsjoki)	

\*) Tornio-Kolari päällysrakenneshankkeessa (2008–2010) korjataan rikkinäiset rummut

**Taulukko 6. Laurila - Rovaniemi siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 30 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 35 tonnia Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	18	2 790 000	23	5 390 000	23	5 390 000
Prioriteetti 2	7	4 000 000	3	1 400 000	3	1 400 000
Rummut	25 *)	1 000 000	75	3 000 000	75	3 000 000
Merkittävät Prior1 sillat			Varejoen rs (Tervola)		Kaisajoen rs (Tervola)	

\*) Rumpujen kuntotietojen puuttuessa on arvioitu, että 1/3 rummuista vaatii korjausta.

26.11.2008

**Taulukko 7. Rovaniemi - Kemijärvi siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 30 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 35 tonnia Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	7	1 160 000	20	19 760 000	20	19 760 000
Prioriteetti 2	17	20 450 000	4	2 350 000	4	2 350 000
Rummut	20 *)	800 000	71	2 900 000	71	2 900 000
Merkittävät Prior1 sillat			Kirkkotien aks (Rovaniemi) <b>Ounaskosken rs (Rovaniemi)</b> <b>Suutarinkorvan rs (Rovaniemi)</b> Saarenpudaksen rs (Rovaniemi) Raudanjoen rs (Kulusjoki) Vikajoen 1. rs (Vikajoki) Vikajoen 2. rs (Misi) Misjoen rs (Misi)		Kulusjoen rs (Kulusjoki) Pirttijoen rs (Kuusivaara)	

\*) Rumpujen kuntotietojen puuttuessa on arvioitu, että 1/3 rummuista vaatii korjausta.

**Taulukko 8. Kemijärvi - Kellosekä siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 30 tonnia Lkm ja EUR		Akselipaino 35 tonnia Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	6	920 000	11	10 220 000	22	15 370 000
Prioriteetti 2	20	16 500 000	15	7 200 000	4	2 050 000
Rummut	10 *)	400 000	37	1 500 000	37	1 500 000
Merkittävät Prior1 sillat			Pöyliönsalmen rs (Kemijärvi) <b>Kemijärven pääväylän rs (Kemijärvi)</b> Norvionväylän rs (Kemijärvi) Käsmänjoen rs (Joutsijärvi)			

\*) Rumpujen kuntotietojen puuttuessa on arvioitu, että 1/3 rummuista vaatii korjausta.

Kustannukset perustuvat lyhyillä silloilla toteutuneisiin kannenvaihtokustannuksiin 150 000 – 400 000 euroa riippuen sillan pituudesta ja perustusten rakentamistarpeista. Isommilla silloilla kustannukseksi on arvioitu n. 18 000 - 20 000 euroa/raidemetri.

26.11.2008

## Yhteenveto Pohjois-Suomen silloista ja rummuista

**Taulukko 9. POHJOIS-SUOMI YHTEENSÄ siltojen ja rumpujen kustannusarvio**

Rataosa	Akselipaino 25 tonnia		Akselipaino 30 tonnia		Akselipaino 35 tonnia	
	Lkm ja EUR		Lkm ja EUR		Lkm ja EUR	
Prioriteetti 1	65	17 855 000	123	74 905 000	145	87 005 000
Prioriteetti 2	97	85 550 000	49	35 910 000	27	23 810 000
Rummut	73	2 860 000	473	19 020 000	479	19 280 000

Siltojen kannalta kantavuusmielessä ongelmallisia ovat myös:

- Tukikerroksettomat sillat:
  - Raiderakenteiden mekaaniset kiinnittimet
  - Sillan ja sen raiderakenteiden heikko kunnossapito lisää rasituksia.
  - Siltojen maalauksen huono kunto
  - Laakerirakenteet
  - Siltojen dynaamiset kuormat
- Teräsbetonisen sillat
  - Ulokerakenteet ja jatkuvat sillat ovat tutkimatta raskaammille akselipainoille.
  - Ikääntyminen ja sen huomioiminen kantavuustarkasteluissa
  - Lyhyissä silloissa on usein korkeat reunarakenteet ja kasvanut tukikerrospaksuus
  - Laakerirakenteet
- Alusrakenteet
  - Tulvien ja vesimassojen aiheuttamat vauriot ovat paikoin merkittäviä, etenkin pohjoisessa.
  - Nykyisin jo tunnettujen siirtymien ja vaurioiden vaikutus kantavuuteen on selvittämättä.
  - Paalutetut rakenteet ja niiden kunto on epäselvä
  - Kaikista alusrakenteista ei ole arkisto- tai muutakaan tutkimustietoa.
- Kantavuustarkastelu
  - Nykyinen ohjeistus on liian epätarkka ja ylimitoitettava, tulos on laskijariippuvainen.
  - Kuorman jakaantumisleveys tukikerroksessa sillalle on epäselvä? Onko RATO:n mukainen vai koko silta? Käytännössä akselipaino ei ole pistemäinen kuten kuormakaaviossa.
  - Väsytystarkastelut, vanhoilla betonisilloilla on käytännössä aina väsytysskapasiteetti käytetty.
  - Kivirakenteiden kantavuutta ei pystytä laskemaan
  - Silta asetetaan helposti tarkkailuun, mutta jatkuvan tarkkailun periaatteet epäselvät ja käytännössä sitä ei osata hankkia.

Rumpujen kantavuuden kannalta ongelmallisia ovat:

- Kantavuustarkastelua ei voida tehdä laskelmin kivirakenteille.
- Kivirumpujen mitoituksen kannalta staattisen kuorman kasvamisesta merkittävämpi on dynaamisen kuorman lisääntyminen.



26.11.2008

- Kivirakenteissa on runsaasti avoimia saumoja ja havaittua kivien liikehdintää, mikä on sen vaikutus kantavuuteen?
- Betoni- ja teräspanklien käyttöikä on valmistajien mukaan vain 50 vuotta, lisäksi niiden mitoitns on epäselvä.
- Rumpujen routiminen. Rumpujen routasuojausosaaminen/-vaatimukset ovat unohtuneet.
- Tehtyjen toimenpiteiden laatu vaihtelee. Betonipankijatkokset ovat usein hajottanut koko rummun.
- Rummun päiden vaakakuormaa keräävät korotukset.
- Jos rumpu on veden alla, sitä ei käytännössä tarkasteta eikä sen kantavuudesta voida sanoa mitään.
- Rumpu on aina osa radan ja ympäristön kuivatusta. Muutokset tai ojien kunnon heikentyminen vaikuttaa rummun ympäristön kantavuuteen.

Janne Wuorenjuuri  
Oy VR-Rata Ab  
Rautatiesuunnittelu

Liite: Siltaluettelo  
Rumpuluettelo





[illegible]



[illegible]



525, 528 Kemiärvä - Kalliosetä

Liik paikka	Krajam	Sittarimä	SL YH	Rak vuosi	MT rak vuosi	23 t	30 t	35 t	Jaromitat	Jänne	Nimi	Silän ota	Kuom kvoti	25 t Pric1	25 t Pric2	30 t Pric1	30 t Pric2	35 t Pric1	35 t Pric2
KJA	1057+0200	Lohdian aks (ohjauksen a b)	RS	1947	1947	x			6,00		Teräsbetoninen laattasilla		1-26	150000		150000		150000	
KJA	1057+0613	Pöytäseimen rautasilla	RS	1951	1951	?			21,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata alhaalla		1-26	600000		600000		600000	
KJA	1059+0917	Kemijoen pöytäseimen rautasilla	RS	1942	1942	?			70,00+84,00+84,00+70,00		Teräksinen ristikosella, ajorata alhaalla		1-26	4500000		4500000		4500000	
KJA	1069+0014	Korokkälän rautasilla	RS	1951	1951	?			60,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata alhaalla		1-26	2200000		2200000		2200000	
KJA	1062+0433	Koskimäen alikulkusilla	AKS	1954	1954	?	???		12,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	500000		500000		500000	
KJA	1063+0789	Kojajoen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		12,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	500000		500000		500000	
JSI	1071+0750	Skajajoen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		10,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	450000		450000		450000	
JSI	1073+0483	Mukojen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		8,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	450000		450000		450000	
JSI	1082+0320	Korokkälän rautasilla	RS	1954	1954	x			2,5		Teräsbetoninen laattasilla		1-26	150000		150000		150000	
JSI	1083+0567	Korokkälän rautasilla	RS	1954	1954	?	???		8,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	450000		450000		450000	
JSI	1084+0933	Korokkälän rautasilla	RS	1952	1952	?	???		60,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	1600000		1600000		1600000	
KUU	1091+0732	Varpajoen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		10,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	400000		400000		400000	
KUU	1093+0742	Varpajoen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		15,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	400000		400000		400000	
KUU	1096+0729	Härjälän rautasilla	RS	1945	1945	x			6,00		Teräsbetoninen laattasilla		1-26	160000		160000		160000	
KUU	1096+0929	Korokkälän rautasilla	AKS	1947	1947	?			12,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	400000		400000		400000	
KUU	1099+0333	Korokkälän rautasilla	RS	1945	1945	x			4,4		Teräsbetoninen laattasilla		1-26	150000		150000		150000	
SWV	1107+0894	Torokkälän rautasilla	RS	1954	1941	?	???		8,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	400000		400000		400000	
SWV	1110+1113	Ryöjän rautasilla	RS	1954	1954	?	???		12,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	500000		500000		500000	
SWV	1111+0942	Salmijoen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		12,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	500000		500000		500000	
SLL	1121+0728	Ruuhijoen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		15,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	500000		500000		500000	
SLL	1127+0211	Mäse-ajan rautasilla	RS	1951	1951	x			6,00		Teräsbetoninen laattasilla		1-26	160000		160000		160000	
SLL	1127+0636	Korokkälän alikulkusilla	AKS	1954	1954	?	???		17,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	600000		600000		600000	
SLL	1127+0967	Korokkälän rautasilla	RS	1954	1954	?	???		10,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	500000		500000		500000	
KL S1	1138+0419	Ausajoen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		15,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	550000		550000		550000	
KL S1	1141+0248	Pöytäseimen rautasilla	RS	1954	1954	?	???		10,00		Teräksinen levyrakkeilla, ajorata ylläällä		1-26	500000		500000		500000	
Yhteensä														920000	16500000	10220000	7200000	15370000	20500000

Yhteensä 17855000 85550000 74905000 35910000 87050000 23810000

Yhteensä

6 11 22

20 15 4

ei k



Pohjois-Suomen rummut 25.11.2008

Kuntiotiedot: Rumpujen hallintaraportti 2007

Prior 1 = Rumpu vaurioitunut niin, että kantavuus on tarkastettava  
Prior 2 = Rumpu jota ei ole voitu perusteellisesti tutkia  
Prior 2b = Kivirumpu, jonka kantavuus selvittävää  
Prior 3 = Alimitainen rumpu

Oulu - Laurila

Raide		Liik.paikka	Km/jam	Rumpunimi	Kunnossapitäjä	Leveys	Korkeus	Halkaisija	Rak.vuosi	Pitus	Rumputyyppi	Perustus	Vaurioitunut rumpu Rtkti>35 1=kantavuus 2=ei ole voitu tutkia 3=alimitäinen	RUMKO vauriotyyppi	Raideluku	Rumpureunavasen	Rumpureuna-aikea	Vesijuoksuvasen	Vesijuoksuaikea	Rpituusvasen	Rpituusaikea	Rpkorotusvasen	Rpkorotusaikea	Rpkorkeusvasen	Rpkorkeusaikea	Rporkousvasen	Rporkousaikea	Rporkousuoikea	Rporkousuoikea					
008	TUA	0753+0757	Rumpu	RHK 1.00	1,2	0	1,2	0		15	Kivirumpu	Ei tiedossa				6	9	3,1	1,9			E	E	0	0			0	0	Rporkousuoikea	Rporkousuoikea			
008	TUA	0755+0030	Rumpu	RHK .5	0,3	0,5				22,5	Betoniputki	Ei tiedossa				6,5	19	1,9			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea		
008	TUA	0756+0378	Rumpu	RHK 1.50	0	1,2				20	Betoniputki	Ei tietoa				10,5	9,5							0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	TUA	0756+0871	Rumpu	RHK 1.50	1,5	0	1,5	0		8,8	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				4,4	4,4	3,6	3,5	6	6	K	K	1,9	1,9			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	TUA	0757+0083	Rumpu		1,80					0	Kivirumpu+betonikansi	Ei tietoa												0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	TUA	0758+0016	Rumpu	RHK 1.2	1,2	1	1,2	1		13,4	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				5,5	7,9	3,4	3,4	4		K	E	1,1	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	TUA	0762+0228	Rumpu	RHK 1.3	0,8	1,3				17,2	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				6,8	10,4	2,9	2,8			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	TUA	0762+0519	Rumpu	RHK 1.95	1,8	0	1,8	0		15,8	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				7,7	8,1	3,1	3,1			K	K	1	1			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	TUA	0762+0932	Rumpu	RHK 0.00	0	1				18	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				9	9	3,7	3,3			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	TUA	0763+0330	Rumpu	RHK 1	0,9	1				19,2	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				9,4	9,8	4,3	4,3			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	TUA	0764+0263	Rumpu	RHK .4	0,1	0,4				14,2	Teräsputki	Sora-arina				7,8	6,4	3,1	3,1							0	0					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0766+0784	Rumpu	RHK 1.2	1	0				16,1	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				8,1	8	3,2	3,2			K	K	0	1			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0768+0277	Rumpu	RHK 1.95	1,35	0				18,2	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				9,4	8,8	3	3			K	K	1	1			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0768+0838	Rumpu	RHK .95	0,7	1				16	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				8,1	7,9	3	3			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0771+0110	Rumpu	RHK 1.95	1,65	0				15,9	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				7,8	8,1	3	3			K	K	1,1	1,1			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0772+0033	Rumpu	RHK 1	0	1				14,3	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				7	7,3	2,8	2,8			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0772+0438	Rumpu	RHK 1.95	1,95	0				18,4	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				9	9,4	3,5	3,5			K	K	0,9	0,9			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0773+0498	Rumpu	RHK 1.95	1,8	0				17,9	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				9,1	8,8	3,5	3,5			K	K	1,3	1,3			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0775+0230	Rumpu	RHK 1.2	1	0				32	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				8	24	3,1	3,1							0	0					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0776+0066	Rumpu	RHK 1.95	1,95	0				16	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				8	8	3,1	3,1			K	K	0,8	0,7			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0776+0883	Rumpu	ei	1,45						Betonivalu	Ei tietoa															0	0					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea
008	HD	0777+0180	Vareputaanjoen rumpu		1,6+1,6			1,6 2001							1												0	0					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea
008	HD	0778+0117	Rumpu	RHK 1	0,5	1				15	Betoniputki	Ei tiedossa				7,7	7,8	2,9	2,9			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0778+0532	Rumpu	RHK 1	0	1				18,8	Betoniputki	Ei tiedossa				9,8	9	3,1	3,1			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0780+0556	Rumpu	RHK 1.00	1,6	0				8,5	Kivirumpu	Ei tiedossa				4	4,5	4,3	4,3	9		9	K	1,3	1,3			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	HD	0781+0475	Rumpu	RHK 1	0,5	1				16	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				8	8	3,1	3,1			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0782+0639	Rumpu	RHK 1.44	1,8	0				4,6	Kivirumpu+betonikansi	Ei tietoa				2,2	2,4	3,09	3,12	6,4	6,4	K	K	0,7	0,7	B	B					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0784+0370	Rumpu	RHK 0.9	1,8	0				4,6	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				2	2,57	2,82	2,82	6,54	6,54	K	K	0,76	0,76	B	B					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0784+0743	Rumpu	RHK 1	1	1				34,7	Betoniputki	Ei tiedossa				17	17,7	3,2	3,2			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0785+0450	Rumpu	RHK 1.40	1,8	0				4,4	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				2,1	2,3	2,2	2,2	6,1	6,1	K	K	1	1			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0788+0176	Rumpu	RHK 1.46	1,8	0				5,11	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				2,55	2,55	3,48	3,48	8,1	8,1	K	K	0,68	0,68	B	B					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0788+0826	Rumpu	RHK .9	0,7	1				37	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				11	26	5,5	5,5			E	K	0	0,4			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0790+0201	Rumpu	RHK 1	1	0,4				34	Teräsputki	Ei tiedossa				17	17					E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0792+0286	Rumpu	RHK 0.00	0	0,4				9,34	Teräsputki	Ei tiedossa	2									E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	II	0792+0524	Rumpu			1,2					Betoniputki	Ei tietoa															0	0					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea
008	II	0800+0044	Rumpu	RHK 1	0,5	1				14	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				7	7	2,6	2,6			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	OVA	0802+0264	Rumpu	RHK 1.35	1,8	0				5	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				2,63	2,35	3,04	2,87	6,04	6,04	K	K	0,95	0,95	B	B					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	OVA	0805+0060	Rumpu	RHK 1.95	1,5	0				25,2	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa				7,8	17,4	2,4	2,4			K	K	0,9	0,8			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	OVA	0805+0245	Rumpu	RHK 1.6	1,8	0				20	Kivirumpu+betonikansi	Ei tiedossa	2			7	13	2,1	2,1			K	K	1	1,2			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	OVA	0805+0858	Rumpu	RHK 1.2	1	1				20	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa				10,5	9,5	3,2	3,2			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	
008	OVA	0807+0820	Rumpu	ei	1,45						Betonivalu	Ei tietoa															0	0					Rporkousuoikea	Rporkousuoikea
008	OVA	0808+0231	Rumpu	RHK 1	1	1				12	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tiedossa	2			6	6	3,57	3,4			E	E	0	0			0	0			Rporkousuoikea	Rporkousuoikea	



008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008	008</
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-------



Laurila-Tornio

Raide	Liik.paikka	Km/jam	Rumpunimi	Kunnossapitaja	Leveys	Korkeus	Halkaisija	Rak.vuosi	Pituus	Rumputyyppi	Perustus	Vaurioitunut rumpu rkti>35 1=kantavuus 2=ei ole voitu tutkia 3=allmittainen	RUMKO vauriotyyppi	Raideluku	Rumpureunavasen	Rumpureunaoikea	Vesijuoksuvasen	Vesijuoksuoikea	Rpituusvasen	Rpituusoikea	Rpkorotusvasen	Rpkorotusoikea	Rpkorkeusvasen	Rpkorkeusoikea	Rpmateriaalivasen	Rpmateriaalioikea
521	KKM	0866+0678	Rumpu		0.00	0	0.8		19.2	Betoniputki	Sora-arina			1	9.25	9.95	5.02	5.16								
521	KKM	0869+0854	Rumpu		1.50	0	0		5.6	Betonivalu	Ei tietoa			1	2.8	2.8	2.78	2.78	6.6	6.37			1.05	1.1	B	B
521	KKM	0872+0665	Rumpu		1.50	0	0		5.4	Betonivalu	Ei tietoa			1	2.7	2.7	2.57	2.52	6.85	6.8			1.24	1.23	B	B
521	KJÄ	0875+0615	Rumpu	ei	0.95					Betonivalu	Ei tietoa															
521	KJ	0878+0022	Rumpu		0.00	0	0.8	1997	16	Betoniputki	Ei tietoa			1	7.1	8.9	3.33	3.88								
521	KJ	0879+0460	Rumpu			0	1		15.1	Betoniputki	Ei tietoa			1	7.84	7.26	4.25	4.07								
521	TOR	0880+0987	Rumpu		0.00	0	0		27.8	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tietoa			1	21.2	6.6	4.84	4.96								
521	TOR	0881+0455	Rumpu		0.95	0	0		5.3	Betonivalu	Ei tietoa			1	2.8	2.5	3.1	3	5.8	6.5			1.25	1.25	B	B
521	TOR	0882+0025	Rumpu		0.70	0	0		12	Kivirumpu	Ei tietoa				6	6	4.67	4.55	5	5			0.65	0.63	B	B

Tornio-Kolari-Äkäsjoki

Raide	Liik.paikka	Km/jam	Rumpunimi	Kunnossapitaja	Leveys	Korkeus	Halkaisija	Rak.vuosi	Pituus	Rumputyyppi	Perustus	Vaurioitunut rumpu rkti>35 1=kantavuus 2=ei ole voitu tutkia 3=allmittainen	RUMKO vauriotyyppi	Raideluku	Rumpureunavasen	Rumpureunaoikea	Vesijuoksuvasen	Vesijuoksuoikea	Rpituusvasen	Rpituusoikea	Rpkorotusvasen	Rpkorotusoikea	Rpkorkeusvasen	Rpkorkeusoikea	Rpmateriaalivasen	Rpmateriaalioikea
521	TOR	0884+0190	Rumpu		1.00	0	0		0	Kivirumpu	Ei tietoa			1												
521	TOR	0885+0160	Rumpu		0.80	0	0		0	Kivirumpu	Ei tietoa															
521	TOR	0885+0698	Rumpu		0.80	1.2	0.8		13.1	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tietoa			1	6.8	6.2	3.1	2.9								
521	TOR	0888+0697	Rumpu		0.80	1.2	0.8		13.4	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tietoa			1	6.4	7	2.96	3.5								
521	TOR	0889+0310	Rumpu		0	0	1	2008	16.1	Teräsputki	Sora-arina			1	7.95	8.15	3.78	3.62								
521	TOR	0889+0609	Rumpu		0.00	0	0.8		20	Betoniputki	Ei tietoa			1	10.1	9.9	4.59	4.82								
521	TOR	0890+0990	Rumpu		0.90	1.2	0.8		14.6	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tietoa			1	7.4	7.2	3.3	3.5								
521	TOR	0892+0424	Rumpu		0.80	1.2	0.8		16.6	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tietoa			1	8.8	7.8	4.5	4.5								
521	TOR	0893+0540	Rumpu		0.90	1.2	0.9		13.6	Betoniputki	Ei tietoa			1	6.54	6.76	3.3	3.2								
521	TOR	0894+0185	Rumpu		0.00	0	0.8		15	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tietoa			1	7.3	7.7	4	3.9								
521	TOR	0895+0469	Rumpu		0.00	0	0.8		14.2	Betoniputki	Ei tietoa			1	7.25	7.45	2.9	3.1								
521	TOR	0895+0661	Rumpu		0.00	0	0.8		12	Betoniputki	Ei tietoa			1	5.9	5.6	2.6	2.7								
521	TOR	0896+0648	Rumpu		0.00	0	0.8		14.4	Betoniputki	Ei tietoa			1	6.74	7.26	2.71	2.8								
521	TOR	0897+0041	Rumpu		0.00	0	0.8		14	Betoniputki	Ei tietoa			1	6.6	7.1	3.3	3								
521	TOR	0897+0779	Rumpu		0.00	1.2	1.2	2008	18.3	Betoniputki	Sora-arina			1	9.25	9.05	3.83	3.61								
521	TOR	0898+0296	Rumpu		0.00	0	0.8		11.8	Betoniputki	Ei tietoa			1	5.5	5.65	3	2.9								
521	TOR	0899+0026	Rumpu		0.00	0	0.8		12.9	Betoniputki	Ei tietoa			1	6.5	6.6	3.4	3.4								
521	TOR	0900+0486	Rumpu		0.00	0	0.8		14.5	Betoniputki	Ei tietoa			1	7.75	6.85	3.9	4								
521	TOR	0900+0945	Rumpu		0.00	0	1	2008	18	Teräsputki	Sora-arina			1	9	9	4.19	3.92								
521	TOR	0901+0704	Rumpu		0.00	0	0.8		11.6	Betoniputki	Ei tietoa			1	6	5.8	2.9	3								
521	TOR	0902+0389	Rumpu		0.00	0	1.2	2008	18.45	Betoniputki	Sora-arina			1	9.35	9.1	4.48	4.28								
521	TOR	0903+0072	Rumpu		0.90	1.2	1		11.8	Kivi jatkettu betoniputkilla	Ei tietoa			1	5.6	6.2	3.4	3.7								
521	TOR	0903+0531	Rumpu		0.00	0	1	2008	16.3	Betoniputki	Sora-arina			1	8.3	8	3.65	3.88								
521	KRI	0906+0148	Rumpu		0.00	0	0.8		14.9	Betoniputki	Ei tietoa			1	8.1	7.36	3.7	3.7								
521	KRI	0906+0407	Rumpu		0.00	0	1.2	2008	18.5	Betoniputki	Sora-arina			1	9.2	9.3	3.5	3.7								
521	KRI	0906+0859	Rumpu		0.00	0	0.8		14.7	Betoniputki	Ei tietoa			1	7.3	7.4	3.2	3.3								
521	KRI	0907+0114	Rumpu		0.00	0	1	2008	16.5	Betoniputki	Sora-arina			1	8.2	8.3	3.49	3.76								







[illegible]









[illegible]









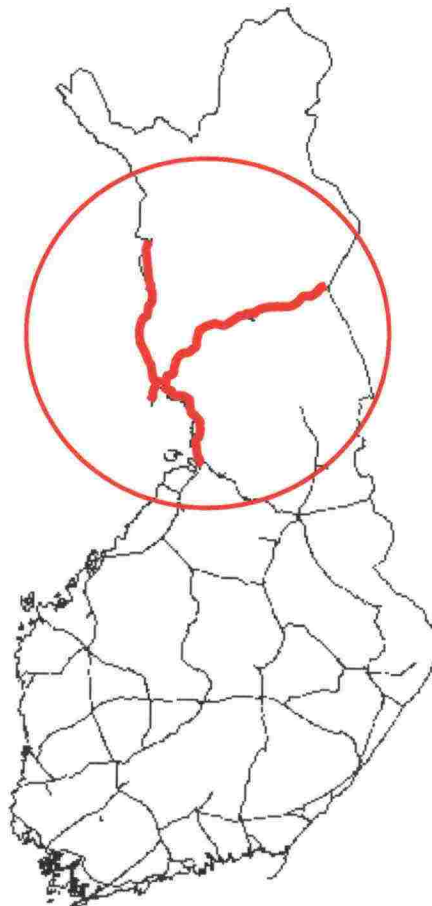


RATAHALLINTOKESKUS  
BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN

## RASKAIDEN JUNIEN EDELLYTYSTEN ESISELVITYS: STABILITEETTI

Rataosat Oulu-Laurila-(Ajos)-Kolari-  
(Äkäsjoki) ja Laurila-Kellosekä

18.12.2008



**VR RATA**  
RAUTATIESUUNNITTELU  
Georyhmä

Suunn.	Pvm.		
	18.12.2008	Hannu Siira	
Tark./hyv.	Pvm.	<i>Auli Vanhoja</i>	
	18.12.2008	Auli Vanhoja	
Arkisto		Rrs geo n:o 40/08	

# SISÄLLYSLUETTELO

SISÄLLYSLUETTELO .....	2
<b>A YLEINEN OSA .....</b>	<b>4</b>
A.1 TOIMEKSIANTO .....	4
A.2 LÄHTÖTIEDOT .....	4
A.2.1 Pehmeikkökorekterit .....	4
A.2.2 Pehmeikköselvitykset .....	4
A.2.3 Maastomallit .....	5
A.3 STABILITEETITILASKELMAT .....	6
A.3.1 Laskentaperusteet .....	6
A.3.2 Laskentapoikkileikkausten valintaperusteet .....	7
A.4 POHJAVAHVISTUSMENETELMÄT .....	7
<b>B RATAOSAT .....</b>	<b>8</b>
B.1 OULU-LAURILA KMV 752+778...865+776 .....	8
B.1.1 Rataosan yleiskuvaus (Ol-Lla) .....	8
B.1.2 Radan perustamistapa (Ol-Lla) .....	8
B.1.3 Stabilitteettilaskelmat (Ol-Lla) .....	8
B.1.3.1 Laskentakohteet .....	8
B.1.3.2 km 768+120 (pehmeikkö 2 kmv 768+080...+260) .....	9
B.1.3.3 km 779+380 (pehmeikkö 8 kmv 779+350...660 ) .....	9
B.1.4 Yhteenveto laskentatuloksista (Ol-Lla) .....	10
B.1.5 Vahvistustarve (Ol-Lla) .....	11
B.2 LAURILA-TORNIO KMV 865+776...884+656 .....	11
B.2.1 Rataosan yleiskuvaus (Lla-Tor) .....	11
B.2.2 Radan perustamistapa (Lla-Tor) .....	12
B.2.3 Stabilitteettilaskelmat (Lla-Tor) .....	12
B.2.3.1 Laskentakohteet .....	12
B.2.3.2 km 868+240 (pehmeikkö 3 kmv 867+920...869+200) .....	12
B.2.3.3 km 881+360 (pehmeikkö 7 kmv 881+180...881+560) .....	12
B.2.4 Yhteenveto laskentatuloksista (Lla-Tor) .....	13
B.2.5 Vahvistustarve (Lla-Tor) .....	14
B.3 TORNIO-KOLARI KMV 885+000...1066+500 .....	14
B.3.1 Rataosan yleiskuvaus (Tor-Kli) .....	14
B.3.2 Radan perustamistapa ja pohjaolosuhteet (Tor-Kli) .....	15
B.3.3 Stabilitteettilaskelmat (Tor-Kli) .....	16
B.3.3.1 Laskentakohteet .....	16
B.3.3.2 km 892+480 (pehmeikkö 2 kmv 891+950...892+800) .....	16
B.3.3.3 km 906+050 (pehmeikkö 3b kmv 905+800...906+800) .....	16
B.3.3.4 Km 962+340 (pehmeikkö 8, kmv 960+620...962+550) .....	17
B.3.3.5 Km 990+520 (pehmeikkö 21, kmv 990+450...992+440) .....	18
B.3.3.6 Km 998+850 (pehmeikkö 23a, kmv 998+500...998+850) .....	18
B.3.4 Yhteenveto laskentatuloksista (Tor-Kli) .....	19
B.3.5 Vahvistustarve (Tor-Kli) .....	20
B.4 KOLARI-ÄKÄSJOKI KMV 752+778...865+776 .....	21
B.4.1 Rataosan yleiskuvaus (Kli-Äj) .....	21
B.4.2 Radan perustamistapa (Kli-Äj) .....	21
B.4.3 Stabilitteettilaskelmat (Kli-Äj) .....	21
B.4.4 Vahvistustarve (Kli-Äj) .....	21
B.5 LAURILA-ROVANIEMI KMV 865+776...971+755 .....	22
B.5.1 Rataosan yleiskuvaus (Lla-Roi) .....	22
B.5.2 Radan perustamistapa (Lla-Roi) .....	22
B.5.3 Stabilitteettilaskelmat (Lla-Roi) .....	23
B.5.3.1 Laskentakohteet .....	23
B.5.3.2 km 899+040 (pehmeikkö 17 kmv 898+640...899+820) .....	23
B.5.3.3 km 914+500 (pehmeikkö 24 kmv 913+940...915+500) .....	23
B.5.3.4 km 935+360 (pehmeikkö 33 kmv 934+200...935+460) .....	24
B.5.3.5 km 959+872 (pehmeikkö 44 kmv 959+760...+980) .....	24
B.5.4 Yhteenveto laskentatuloksista (Lla-Roi) .....	25

B.5.5	Vahvistustarve (Lla-Roi).....	26
B.6	ROVANIEMI-KELLOSELKÄ KVM 971+755...1135+115.....	27
B.6.1	Rataosan yleiskuvaus (Roi-Kls).....	27
B.6.2	Radan perustamistapa (Roi-Kls).....	27
B.6.3	Stabiliteettilaskelmat (Roi-Kls).....	28
B.6.3.1	Laskentakohteet.....	28
B.6.3.2	km 1024+120 (pehmeikkö 3 kmv 1024+120...+250) .....	28
B.6.3.3	km 1025+140 (pehmeikkö 5 kmv 1024+930...1025+150).....	28
B.6.3.4	Km 1035+680 (pehmeikkö 19 kmv 1035+630...+850).....	29
B.6.3.5	Km 1053+640 (pehmeikkö 44 kmv 1053+520...+700 ).....	30
B.6.4	Yhteenveto laskentatuloksista (Roi-Kls).....	30
B.6.5	Vahvistustarve (Roi-Kls).....	31
C	YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET .....	32
	LIIITTEET:.....	34



## A YLEINEN OSA

### A.1 TOIMEKSIANTO

Oy VR-Rata Ab Rautatiesuunnittelun georyhmä (Rrs/geo) on tehnyt Ratahallintokeskuksen toimeksiannosta esiselvityksen koskien Pohjois-Suomen rataosien Oulu-Laurila, Laurila-Kellosele sekä Laurila-Kemi-(Ajos)-Kolari-(Äkäsjoki) stabiliteettia. Työ liittyy raskaiden junien käyttöönoton teknisiä edellytyksiä koskevaan esiselvitykseen. Työssä päähuomio on keskitetty rataosuuteen Tornio-Kolari.

Työn tarkoituksena oli tarkastella laskelmin todellisten esimerkkikohteiden stabiliteettia eri junakuormilla. Esimerkkikohteiden laskelmien perusteella pyrittiin arvioimaan koko rataosien tämänhetkistä vakavuutta, eri junakuormien vaikutusta vakavuuteen sekä tarvittavien pohjavahvistustoimenpiteiden laajuutta ja kustannuksia eri junakuormilla.

Laskentakohteita valittiin rataosittain seuraavasti:

- Oulu-Laurila 2 kohdetta
- Laurila-Tornio 2 kohdetta
- Tornio-Kolari 5 kohdetta
- Laurila-Rovaniemi 4 kohdetta
- Rovaniemi-Isokylä 4 kohdetta.

Laskelmat on esitetty kohdassa B RATAOSAT.

Tätä työtä varten ei tehty täydentäviä pohja- tai maastotutkimuksia, vaan työ tehtiin olemassa olevaan arkistotietoon pohjautuen. Laskentakohteiden vähyydestä ja pohjasuhdetietojen puutteellisuudesta ja hajanaisuudesta johtuen tämä selvitys on luonteeltaan suuntaa-antava.

### A.2 LÄHTÖTIEDOT

#### A.2.1 Pehmeikkökrekisterit

Rataosalta Tornio-Kolari on laadittu pehmeikkökrekisteri vuonna 2006 (täydennetään v. 2009). Tämän lisäksi rataosalta Misi-Isokylä on laadittu pehmeikkökrekisteri vuonna 2005. Muilta Oulun pohjoispuolisilta rataosilta on laadittu pehmeikkökrekisterit kesällä 2008 erillisenä toimeksiantona. Pehmeikkökrekisterien laadinnasta on vastannut Rrs/geo.

Pehmeikkökrekisterit on esitetty tämän raportin liitteenä.

#### A.2.2 Pehmeikköselvitykset

Kaikilla rataosilla on tehty 1970-luvulla pehmeikkötutkimuksia, joiden perusteella on määritetty tarvittavia pohjavahvistuksia (vastapengeralueita). Tällöin tutkimuksia ei tehty systemaattisesti kaikille pehmeiköille, vaan pohjatutkimukset keskitettiin kohteisiin, joissa oli havaittu ongelmia radan kunnossa.

Tämän jälkeen on tehty seuraavia selvityksiä:

- Rataosalla Oulu-Laurila on tehty stabiliteettiselvityksiä vuonna 2000 liittyen Pohjois-Suomen jatkosähköistystä varten tehtyihin kaarrelaivennuksiin. Kaarrelaivennusten yhteydessä havaituille pehmeiköille on suunniteltu vahvistukseksi vastapenkereitä. Selvitykset on tehnyt Geobotnia Oy.
- Rataosalla Tornio-Kolari on tehty stabiliteettiselvityksiä suunnitteluhankkeeseen *Tornio-Kolari, Päälysrakenteen parantaminen* liittyen. Työstä on laadittu pehmeikköselvitysraportit väleiltä Tornio-Ylitornio (28.9.2007, päivitys 30.5.2008), Ylitornio-Pello (luonnosversio 31.7.2008) ja Pello-Kolari (luonnosversio 14.11.2008). Lopulliset pehmeikköselvitysraportit valmistuvat alkuvuodesta 2009. Selvitykset on laatinut Rrs/geo (Hannu Siira).
- Rataosalla Laurila-Rovaniemi on tehty vuosina 1994...1997 stabiliteettiselvityksiä koskien rataosan päälysrakenteen uusimista. Selvitysten perusteella rataosan pahimmille pehmeikkökohteille on suunniteltu vastapenkereitä. Selvitykset on laatinut Rrs/geo (Auli Vanhoja).
- Rataosalla Rovaniemi-Misi on tehty vuonna 2002 stabiliteettiselvityksiä koskien rataosan päälysrakenteen parantamista. Selvitysten perusteella rataosan pahimmille pehmeikkökohteille on suunniteltu vastapenkereitä, joita ei kuitenkaan toteutettu. Selvitykset on laatinut Rrs/geo (Mikko Suoranta).
- Rataosalta Misi-Isokylä on laadittu stabiliteettiselvityksiä koskien rataosan päälysrakenteen parantamista. Työstä on laadittu pehmeikköselvitysraportti (päiväty 24.3.2006). Selvitysten perusteella rataosan pahimmille pehmeikkökohteille esitettiin vastapenkereiden suunnittelemista, joita ei pääosin kuitenkaan toteutettu. Selvitykset on laatinut Rrs/geo (Hannu Siira).

Vanhat pohjatutkimukset on digitoitu sähköiseen muotoon vain rataosalta Tornio-Kolari. Rataosan Laurila - Rovaniemi tutkimukset ovat pääosin tehty vv. 1994...1997 ja ne ovat sähköisessä muodossa.

Oulun pohjoispuolisilta rataosilta on laadittu lausunto koskien pehmeikkörekisterien nykytilanteesta ja jatkotutkimustarpeesta (lausunto Rrs/geo/TO/29/08)

### A.2.3 Maastomallit

Rataosalla Tornio-Kolari laskelmien maastomallit on laadittu tehdyn mittausaineiston ja laserkeilauksesta tulkitun aineiston perusteella. Lisäksi pohjatutkimusten yhteydessä on tehty poikkileikkausvaaituksia, joita hyödynnettiin mahdollisuuksien mukaan.

Rataosalla Laurila-Rovaniemi maastomallit perustuvat pohjatutkimusten yhteydessä tehtyihin poikkileikkausvaaituksiin Rataosilla Oulu-Laurila ja Misi-Isokylä laskelmien maastomalli on laadittu paikoin pohjatutkimusten yhteydessä tehtyjen poikkileikkausvaaitusten perusteella.

Muilla osuuksilla maastomallit on laadittu arkistotietojen perusteella.



## A.3 STABILITEETILASKELMAT

### A.3.1 Laskentaperusteet

Junakuormina käytettiin RATO 3 taulukossa 3.8:1 esitettyjä akselipainoja ja niitä vastaavia nauhakuormia. Mitoittava tilanne on pysähtynyt juna. Sysäyskerroimen arvo on 1,0. Käytetyt laskentakuormat on esitetty taulukossa 1.

**Taulukko 1.** Laskelmissa käytetyt akselipainot ja niitä vastaavat ominaiskuormat.

Kaluston sallittu akselipaino		nauhakuorma	ominaiskuorma
kN	tn	$q_{vk}$ kN/m	$q_{om}$ kN/m <sup>2</sup>
170	17	60	24
225	22,5	80	32
250	25	88	35,2
300	30	106	42,4
350	35	120	48

Laskelmat laadittiin ohjeen RHK B15 mukaisesti. Turve- ja savipehmeiköt tarkastellaan em. ohjeen mukaan  $\phi=0$ -kokonaisvarmuusmenetelmällä. Jotkut esi-merkkikohteet ovat silttipehmeikköjä, joiden vakavuus tulisi ohjeen RHK B15 mukaan määrittää  $C'-\phi'$ -menetelmällä. Tässä työssä laskelmat tehtiin kuitenkin kaikilta osin  $\phi=0$ -kokonaisvarmuusmenetelmällä (suljettu tila), jossa leikkauslujuus on määritetty siipikairauksin tai kartiokokein. Millekään tarkasteluosuuksien pehmeikölle ei ole tehty  $C'-\phi'$ -menetelmässä tarvittavia maasto- ja laboratoriotutkimuksia (kolmiakσιαalikokeet, huokosvedenpaineen mittaust), eikä tutkimusten suorittaminen tämän työn puitteissa ollut mahdollista.

Siipikairauksilla ja kartiokokeilla määritetyt suljetut leikkauslujuudet redusoidiin ohjeen RHK B15 mukaisesti. Pehmeiden maakerrosten lujittuminen huomioitiin tarpeen mukaan em. ohjeen mukaisesti.

Laskennat suoritettiin spiraaliliukupintoja (ympyrä+suora) käyttäen Slope/W laskentaohjelmalla. Varmuuskertoimet on laskettu Morgenstern-Pricen lamellimenetelmällä sekä leikkauslujuuden ja liukupinnalla vallitsevan leikkausjännityksen että vallitsevien voimien suhteena. Varmuudet on laskettu kokonaisvarmuuksina. Käytetyt parametrit ovat ominaisarvoja.

Olemassa olevalle radalle vaadittu kokonaisvarmuuskerroin on  $F_{kok} \geq 1,5$ . Mikäli laskettu varmuus jäi alle vaaditun, arvioitiin tarvittavat pohjavahvistukset ja pohjavahvistuskustannukset.

Stabiliteettilaskentojen tulokset ja käytetyt laskentaparametrit on esitetty raportin rataosittaisessa osassa B sekä liitteenä olevissa laskentatulosteissa. Yhteenveto laskelmista ja laskelmien perusteella tehdyt pohjavahvistustarpeet ja -kustannukset on esitetty osassa C.



### A.3.2 Laskentapoikkileikkausten valintaperusteet

Laskentapoikkileikkaukset on pyritty valitsemaan siten, että ne edustavat koko rataosaa ja että niiden perusteella on mahdollista arvioida koko rataosan stabiliteettia eri junakuormilla. Laskentapoikkileikkausten valinnassa on otettu huomioon seuraavia seikkoja: pengerkorkeus, pengertäytteen painuminen pohjamaan ja pohjaolosuhteet (pohjamaan maalaji, leikkauslujuus, pehmeiden kerrosten paksuus yms.). Laskentapoikkileikkausten valinnassa on hylätty kohteet, joista pohjaolosuhdetieto on puutteellista tai ristiriitaista.

### A.4 POHJAVAHVISTUSMENETELMÄT

Tässä selvityksessä lähtökohtana on pidetty, että puutteellinen radan vakavuus nostetaan riittäväksi rakentamalla vastapenkereitä ja tekemällä ojansiirtoja. Mikäli laskelmissa on todettu, ettei kokonaisvarmuutta  $F \geq 1,3$  saavuteta järkevillä vastapengerdimensioilla, on esitetty tehtäväksi järeämpiä toimenpiteitä, kuten tukimassanvaihtoja penkereen juuressa, tukiseiniä tai luiskapaalutuksia. Selvityksen kustannusarviossa ei ole kuitenkaan varauduttu paalulaattojen tekemiseen. Mahdollisia muita tarvittavia vahvistustoimenpiteitä ei pystytä kattavasti määrittämään näillä lähtötiedoilla.

## B RATAOSAT

### B.1 OULU-LAURILA KMV 752+778...865+776

#### B.1.1 Rataosan yleiskuvaus (OI-Lla)

Rataosan Oulu-Laurila pituus on n. 113 km. Rataosa on sähköistetty vuonna 2003. Rata sijaitsee koko matkan kohtuullisen lähellä Perämeren rannikkoa. Maaperä on kantavaa tai todennäköisesti kantavaa n. 70%:lla rataosuudesta, loput rataosuudesta on todettua tai todennäköistä pehmeikköä. Arkistomateriaalin perusteella havaittuja pehmeikköjä on yhteensä 17 kpl, joiden yhteispituus on 5,5 km. Pehmeiköt ovat pääosin siltti- tai turvepehmeikköjä.

Rataosa on jaoteltu pohjaolosuhteittain arkistotietojen ja karttatarkastelun perusteella seuraavasti:

- todettuja pehmeikköjä 17 kpl, yhteensä 5,5 km (5%)
- mahdollisia pehmeikköjä yhteensä 10 km (9%)
- todennäköisesti kantavaa yhteensä 57,0 km (36%)
- kantavaa yhteensä 40 km (51%)

Lausunnossa Rrs/Geo/TO/29/08 on esitetty täydentävien pohjatutkimusten tarpeeksi 190 painokairausta ja 21 siipikairausta. Arvioitu määrä on todennäköisesti riittämätön.

#### B.1.2 Radan perustamistapa (OI-Lla)

Rataosa Oulu-Laurila on valmistunut vuonna 1903. Rata on perustettu maanvaraisesti. Rataosa on perusparannettu 1970-luvun lopulla, tällöin raiteen korkeusviivaa on nostettu ja pehmeiköille on suunniteltu vastapenkereitä. Rataosa on perusparannettu 2000-luvun alussa ennen sähköistystä, tällöin joillekin kaareoikaisujen kohdilla sijainneille pehmeiköille on suunniteltu vastapenkereitä.

Suunniteltuja vastapengerkohteita on yhteensä 13 kpl. Suunnitellut vastapenkeret on tiettävästi rakennettu.. Muita pohjavahvistustapoja ei tiettävästi ole käytetty.

Pehmeikköjen syvyys on keskimäärin 5...8 m. Pehmeiköt ovat joko turve- tai siltti-pehmeikköjä. Pehmeiden kerrosten mitatut redusoimattomat leikkauslujuudet ovat paikoin alle 10 kPa.

#### B.1.3 Stabiliateettilaskelmat (OI-Lla)

##### B.1.3.1 Laskentakohteet

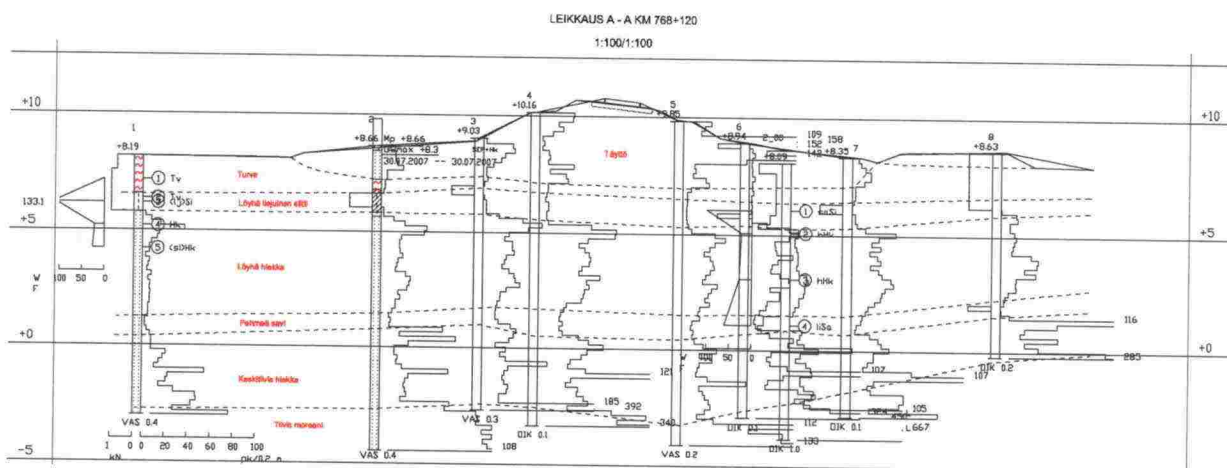
Stabiliateettilaskelmat on tehty seuraavista kohdista: km 768+120 (pehmeikkö 2) ja km 779+380 (pehmeikkö 8). Kohde km 768+120 on turve-/siltti-pehmeikkö, jonka kohdalla pengerkorkeus on matala. Kohde km 779+380 on turve-/siltti(lieju)pehmeikkö, jonka kohdalla pengerkorkeus on suuri. Pehmeiköllä on esiintynyt haitallista painumaa viime vuosina.



Laskentatulokset on esitetty liitteenä olevissa laskentatulosteissa sekä laskentataulukossa.

### B.1.3.2 km 768+120 (pehmeikkö 2 kmv 768+080...+260)

Kyseessä on n. 200 m pitkä turve-/silttipehmeikkö. Pehmeiköllä on ohut kerros liejuista silttiä, minkä alla on löyhää hiekkaa ja pehmeää savea. Pehmeiden kerroste paksuus on enimmillään 7,0 m. Pehmeiden kerroksen alla on tiivistä moreenia. Pengerkorkeus on n. 2,0 m. Kohteella on tehty pohjatutkimuksia vuosina 1977, 1999 ja 2007. Kohteeseen on rakennettu vastapenkereet vuonna 2000.

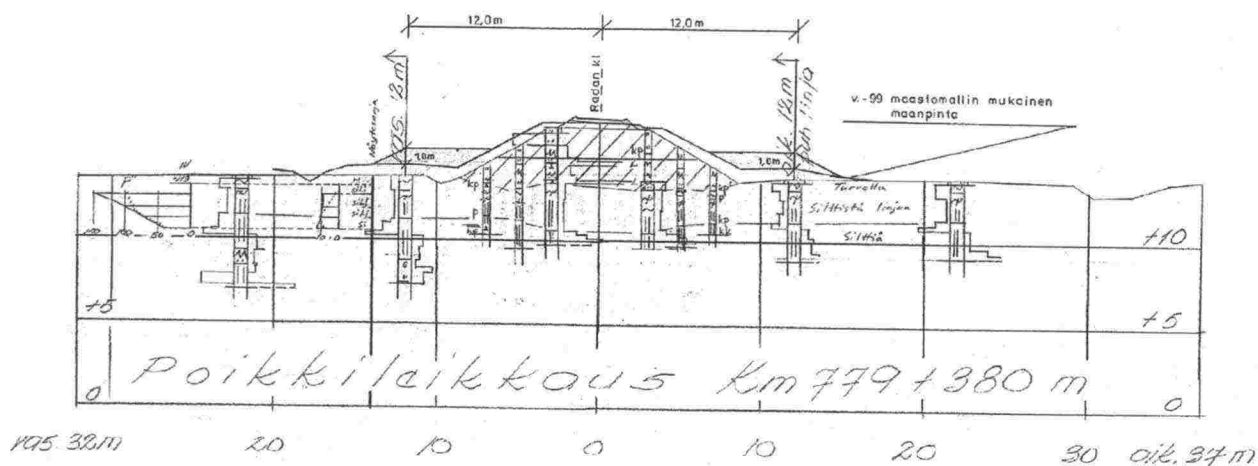


**Kuva 1. Poikkileikkaus km 768+120.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee eri junakuormilla välillä  $F = 1,43 \dots 1,15$ . Laskelmissa on huomioitu ratapenkereen pohjamaata lujittanut vaikutus sekä rakennetut vastapenkereet. Rakennetuista vastapenkereistä huolimatta kohteen stabiiliteetti on riittämätön.

### B.1.3.3 km 779+380 (pehmeikkö 8 kmv 779+350...660)

Kyseessä on n. 0,3 km pitkä turve-/silttipehmeikkö. Pehmeiköllä on maanpinnassa turvetta, jonka alla on siltistä liejua ja silttiä. Pehmeiden maakerrosten paksuus on n. 4,0 metriä. Pengerkorkeus on 3...4 m. Kohdalle on suunniteltu vastapenkereet vuonna 2000.



**Kuva 2. Poikkileikkaus km 779+380.**

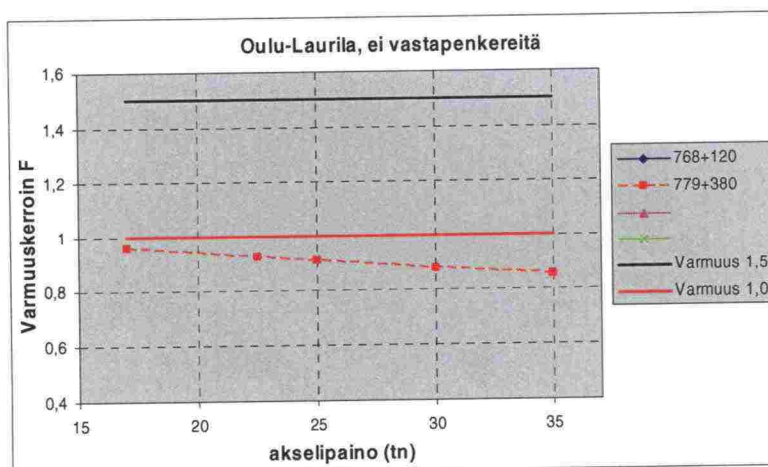


Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee eri junakuormilla välillä  $F = 0,96 \dots 0,85$  ilman vastapengertä ja  $F = 1,13 \dots 1,05$  vastapenkereiden kanssa. Laskelmissa on huomioitu ratapenkereen pohjamaata lujittanut vaikutus. Varmuus on selvästi alle vaaditun kaikilla laske-  
tuilla junakuormilla.

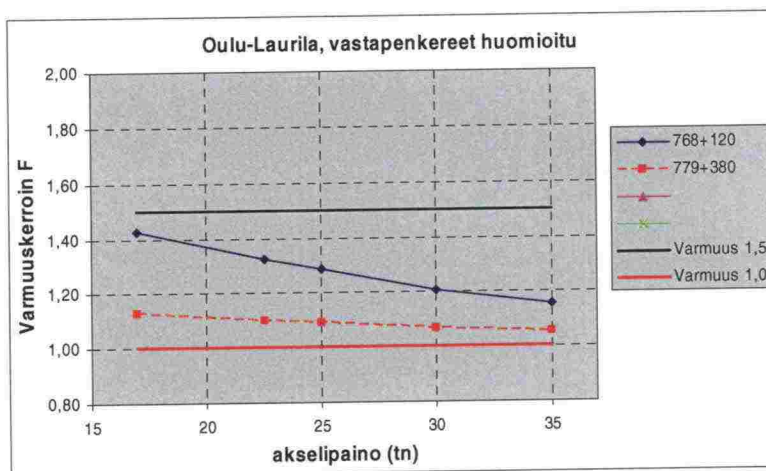
#### B.1.4 Yhteenveto laskentatuloksista (OI-Lla)

Laskelmien perusteella määritetty junakuorman vaikutus radan stabiliteettiin on esitetty kuvissa 3 ja 4.

Radan stabiliteetti on laskentakohdissa riittämätön nykyiselläkin junakuormalla, vaikka vastapenkereet on rakennettu.



**Kuva 3.** Varmuuskerroin junakuorman funktiona, vastapenkereitä ei huomioitu laskelmissa.



**Kuva 4.** Varmuuskerroin junakuorman funktiona, vastapenkereet huomioitu laskelmissa.

### B.1.5 Vahvistustarve (Ol-Lla)

Laskelmien perusteella määritetty vastapenkereiden tarve eri junaliikenteen akselipainoilla sekä pohjavahvistusten kustannukset on esitetty taulukossa 2. Pehmeikköjen yhteispituudeksi koko rataosalla on arvioitu 15 km.

Akselipainojen nostaminen rataosalla Oulu-Laurila edellyttää nykyisten vastapenkereiden korottamista. Joillakin pehmeiköillä on todennäköistä, ettei riittävään varmuuteen päästä pelkästään vastapenkereiden rakentamisella ja ojien siirroilla.

Pohjavahvistusten kustannukset sisältävät vastapenkereiden rakentamisen, ojansiirrot sekä tarvittavat aluelunastukset. Näiden kustannukseksi on arvioitu 330 €/rata-m. Järeämpien kustannusten (massanvaihto, tukiseinät ym.) suuruudeksi on arvioitu 1500 €/rata-m.

**Taulukko 2. Pohjavahvistustarve ja -kustannukset Ol-Lla.**

	Junakuorma	vastapenkereet		muut (tukiseinä / massanvaihto)		kustannukset yhteensä M€
		määrä km	kustannukset M€	määrä	kustannukset M€	
Oulu- Laurila 113 km	akselipaino 17 tn	0,2	0,05	0,0	0	0,05
	akselipaino 22,5 tn	2,1	0,70	0,0	0	0,70
	akselipaino 25 tn	4,0	1,30	1,0	1,5	2,80
	akselipaino 30 tn	5,8	1,91	1,5	2,25	4,16
	akselipaino 35 tn	9,1	3,01	3,0	4,5	7,51

## B.2 LAURILA-TORNIO KVM 865+776...884+656

### B.2.1 Rataosan yleiskuvaus (Lla-Tor)

Rataosan Laurila-Tornio pituus on n. 19 km. Rataosa on valmistunut vuonna 1903. Rata sijaitsee pääosin peltoalueella Perämeren läheisyydessä. Maaperä on kantavaa tai todennäköisesti kantavaa n. 65%:lla rataosuudesta. Loput rataosuudesta on todettua tai todennäköistä pehmeikköaluetta. Arkistomateriaalin perusteella havaittuja pehmeikköjä on yhteensä 8 kpl, joiden yhteispituus on 4 km. Pehmeiköt ovat pääosin siltipehmeikköjä.

Rataosa on jaoteltu pohjaolosuhteittain arkistotietojen ja karttatarkastelun perusteella seuraavasti:

- todettuja pehmeikköjä 8 kpl, yhteensä 4 km (23%)
- mahdollisia pehmeikköjä yhteensä 2 km (12%)
- todennäköisesti kantavaa yhteensä 9 km (47%)
- kantavaa yhteensä 3,5 km (18%)

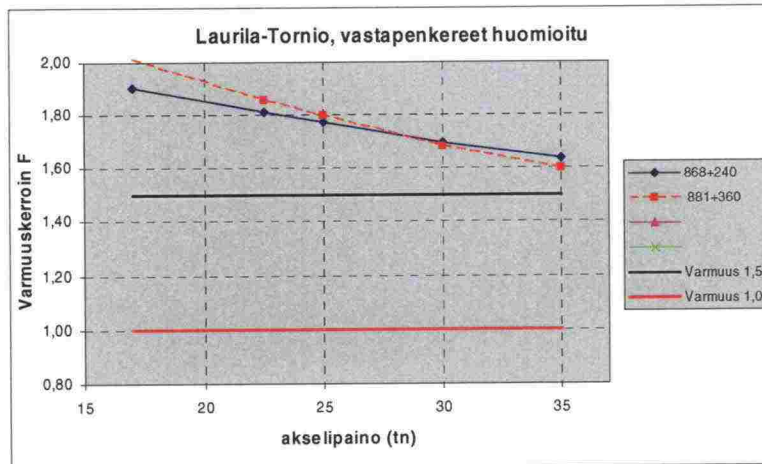
Lausunnossa Rrs/Geo/TO/29/08 on esitetty täydentävien pohjatutkimusten tarpeeksi 85 painokairausta ja 16 siipikairausta.







Y:\Projektit\8238\_Raskaiden junien edellytykset P-Suomi, stabiileetti\05 Suunnitelmat\P-S stabiileettiselvitys 20081218.doc



**Kuva 8.** Varmuuskertoimen junakuorman funktiona, vastapenkereet huomioitu laskelmissa.

### B.2.5 Vahvistustarve (Lla-Tor)

Laskelmien perusteella määritetty vastapenkereiden tarve eri junaliikenteen akselipainoilla sekä pohjavahvistusten kustannukset on esitetty taulukossa 3. Pehmeikköjen yhteispituudeksi koko rataosalla on arvioitu 6 km.

Akselipainojen nostaminen rataosalla Oulu-Laurila edellyttää nykyisten vastapenkereiden korottamista. Tällä toimenpiteellä päästään todennäköisesti riittävään varmuustasoon.

Pohjavahvistusten kustannukset sisältävät vastapenkereiden rakentamisen, ojansiirrot sekä tarvittavat aluelunastukset. Pohjavahvistusten kustannukseksi on arvioitu 300€/rata-m. Järeämpien kustannusten (massanvaihto, tukiseinät ym.) suuruudeksi on arvioitu 1500 €/rata-m.

**Taulukko 3.** Pohjavahvistustarve ja -kustannukset Lla-Tor.

	Junakuorma	vastapenkereet		muut (tukiseinä / massanvaihto)		kustannukset yhteensä M€
		määrä km	kustannukset M€	määrä	kustannukset M€	
Laurila-Tornio 19 km	akselipaino 17 tn	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	0,6	0,17	0,0	0	0,17
	akselipaino 25 tn	1,1	0,34	0,0	0	0,34
	akselipaino 30 tn	1,7	0,51	0,1	0,15	0,66
	akselipaino 35 tn	2,9	0,86	0,5	0,75	1,61

### B.3 TORNIO-KOLARI KVM 885+000...1066+500

#### B.3.1 Rataosan yleiskuvaus (Tor-Kli)

Rataosan Tornio-Kolari pituus on n. 180 km. Rata on Pelloon saakka Torniojoen läheisyydessä, minkä pohjoispuolella rata sijaitsee pääosin erämaa-alueella. Rataosan eteläosa on pääosin alavaa peltomaata, jossa pohjamoreenin päälle



on kerrostunut ohut savi-/silttikerros. Keskiosa on vaaramaastoa, jossa kallio on paikoin lähellä maanpintaa tai sekalaista vaaramaastoa, missä notkelmiin on muodostunut teräväpiirteisiä, paikoin syviäkin turve- tai savipehmeikköjä. Pohjoisosassa on pääosin turve- ja suoaluetta.

Maaperä on kantavaa tai todennäköisesti kantavaa noin puolella rataosuudesta. Loput rataosuudesta on todettua tai todennäköistä pehmeikköä. Arkistomateriaalin perusteella havaittuja pehmeikköjä on yhteensä 56 kpl, joiden yhteispituus on 37,5 km. Pehmeiköt ovat pääosin siltti- ja/tai turvepehmeikköjä.

Rataosa on jaoteltu pohjaolosuhteittain arkistotietojen ja karttatarkastelun perusteella seuraavasti:

- todettuja pehmeikköjä 56 kpl, yhteensä 37,5 km (20% rataosasta)
- todennäköisiä pehmeikköjä yhteensä 39,1 km (21%)
- mahdollisia (ei todennäköisiä) pehmeikköjä yhteensä 30,0 km (16%)
- todennäköisesti kantavaa yhteensä 78,1 km (42%)

Lausunnossa Rrs/Geo/TO/29/08 on esitetty täydentävien pohjatutkimusten tarpeeksi 1090 painokairausta ja 89 siipikairausta. Arviossa ei ole huomioitu kaikilta osin *Tornio-Kolari päällysrakenteen parantaminen* -hankkeessa tehtyjä tutkimuksia.

### **B.3.2 Radan perustamistapa ja pohjaolosuhteet (Tor-Kli)**

Rataosa Tornio - Karunki on valmistunut vuonna 1915 ja rataosa Karunki - Kaulinranta vuosina 1926...1928. Rata on perustettu maanvaraisesti. Rataosa on perusparannettu 1970-luvulla, tällöin raiteen korkeusviivaa on nostettu. Perusparannussuunnittelun yhteydessä VR:n Geotekninen jaosto on tehnyt Karungin pehmeikköalueella kattavia pohjatutkimuksia, joiden perusteella on suunniteltu vastapenkereitä. Suunnitellut vastapenkereet on tiettävästi rakennettu. Muita pohjavahvistustapoja ei tiettävästi ole käytetty.

Rataosa Kaulinranta-Pello on rakennettu vuosina 1964...1967. Rata on perustettu maanvaraisesti. Rataosa on perusparannettu 1970-luvulla, tällöin raiteen korkeusviivaa on nostettu ainakin kilometrille 993 saakka. Perusparannussuunnittelun yhteydessä VR:n Geotekninen jaosto on tehnyt pahimmilla pehmeiköillä pohjatutkimuksia, joiden perusteella on suunniteltu vastapenkereitä. Suunnitellut vastapenkereet on tiettävästi rakennettu.

Rataosa Pello-Kolari on rakennettu vuosina 1964...1967. Rata on perustettu maanvaraisesti, turvealueilla pääosin kelluvana turpeen varaan. Rataosalle ei tiettävästi ole rakennettu vastapenkereitä. Pengertä on levennetty 1970...1980-luvuilla ainakin osuuden pohjoisosassa kaivosten sivukivellä.

Ainakin välillä Kaulinranta-Kolari on joitakin siltoja ja rumpuja perustettu puupaaluille.

Tällä hetkellä rataosalla on menossa päällysrakenteen parantaminen, työhön kuuluu päällysrakenteen uusimisen lisäksi pahimpien pehmeikköjen vahvistaminen vastapenkerein sekä siltojen ja rumpujen korjaamisia/uusimisia. Rata-



osan Tornio-Karunki päällysrakenne on uusittu vuonna 2008, rataosan Karunki-Kaulinranta päällysrakenne tullaan uusimaan vuonna 2009.

### B.3.3 Stabiliteettilaskelmat (Tor-Kli)

#### B.3.3.1 Laskentakohteet

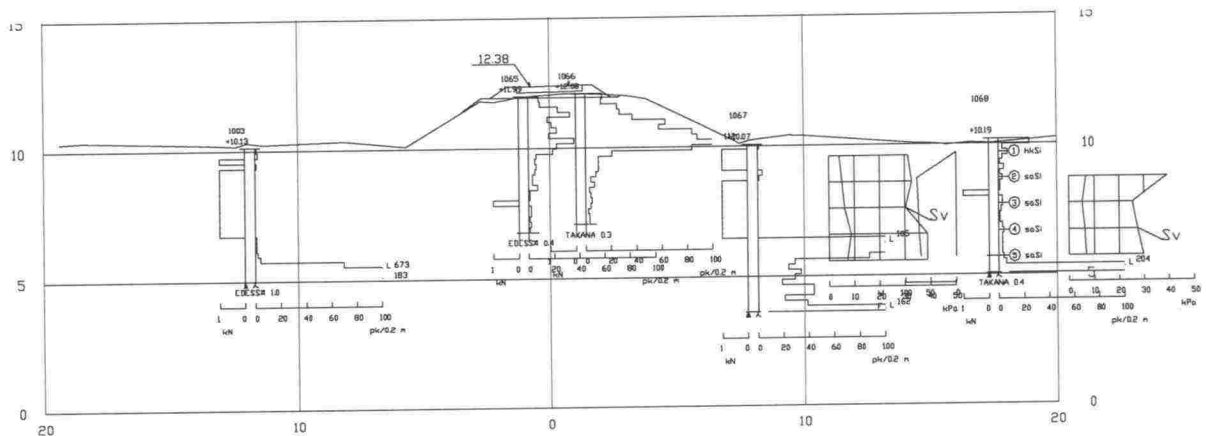
Stabiliteettilaskelmat on tehty seuraavista kohdista: km 892+480 (pehmeikkö 2), km 906+050 (pehmeikkö 3b), km 962+340 (pehmeikkö 8), km 990+520 (pehmeikkö 21) ja km 998+650 (pehmeikkö 23a).

Kohteet km 892+480 ja km 906+050 ovat siltipehmeikköjä, joiden kohdalla pengerkorkeus on matala. Kohde km 962+340 on siltipehmeikkö, jonka kohdalla pengerkorkeus on suurehko. Kohteet km 990+520 ja km 998+650 ovat turvepehmeikköjä, joiden kohdalla pengerkorkeus on matalahko.

Laskentatulokset on esitetty liitteenä olevissa laskentatulosteissa sekä laskentataulukossa.

#### B.3.3.2 km 892+480 (pehmeikkö 2 kmv 891+950...892+800)

Kyseessä on vähintään 900 m pitkä savi-siltipehmeikkö. Pehmeikkö jatkuu todennäköisesti pitemmälle, mahdollisesti kilometrille 894 saakka. Pehmeiköllä on ohuen siltti/hiekkakerroksen alla enimmillään 5 m pehmeää savista silttiä. Pehmeiden maakerrosten paksuus on 2...5 metriä. Pengerkorkeus on 1,0...3,0 m. Ratapenger on painunut n. 0,5 m alla oleviin pehmeisiin maakerroksiin.



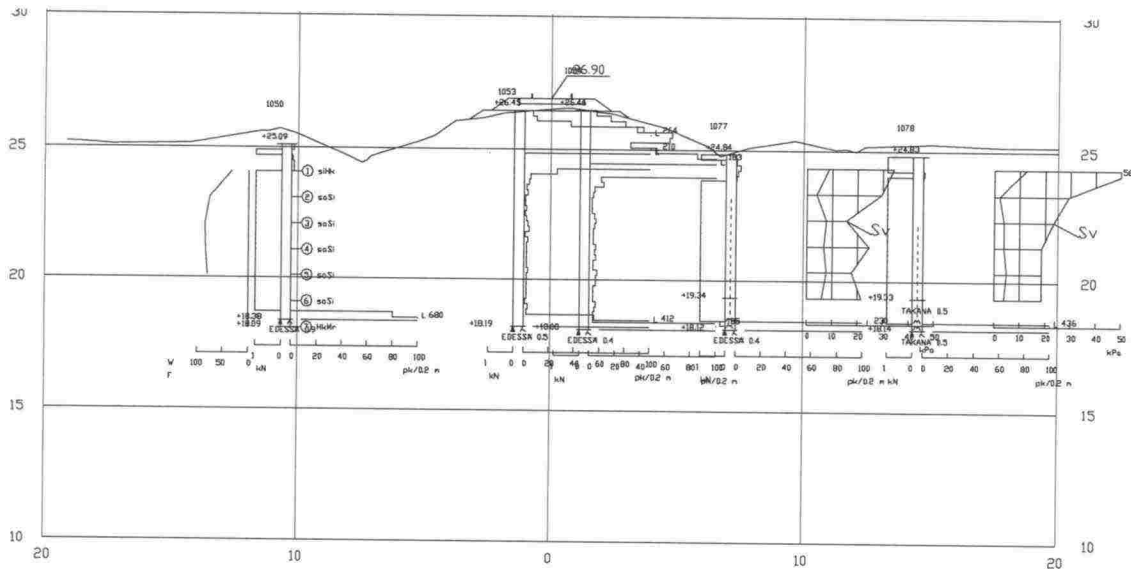
**Kuva 9. Poikkileikkaus km 892+480.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin eri junakuormilla vaihtelee välillä  $F = 1,71 \dots 1,39$ . Laskelmissa ei ole huomioitu penkereen lujittavaa vaikutusta, minkä vaikutus on todennäköisesti vähäinen. Kohteen stabiliteettia jouduttaneen parantamaan vastapenkerein, mikäli akseli-painona käytetään 35 tn.

#### B.3.3.3 km 906+050 (pehmeikkö 3b kmv 905+800...906+800)

Kyseessä on n. 1 km pitkä savi-siltipehmeikkö. Pehmeiköllä on maanpinnassa ohuen humus-/turvekerroksen alla ohut kerros silttistä hiekkaa. Sen alla on enimmillään 4 m paksu kerros pehmeää savista silttiä. Pehmeiden maakerrosten paksuus on 2...6 metriä. Pehmeän kerroksen alla on tiivistä moreenia. Pengerkorkeus on 1,5...3 m. Pehmeikkö on syvimmillään välillä km

905+950...906+200. Kohdan km 906+750 jälkeen pehmeikkö jatkuu ohuena, alle 2 m syväenä ainakin kohtaan km 907+150 saakka. Penger on painunut jonkin verran pohjamaahan.

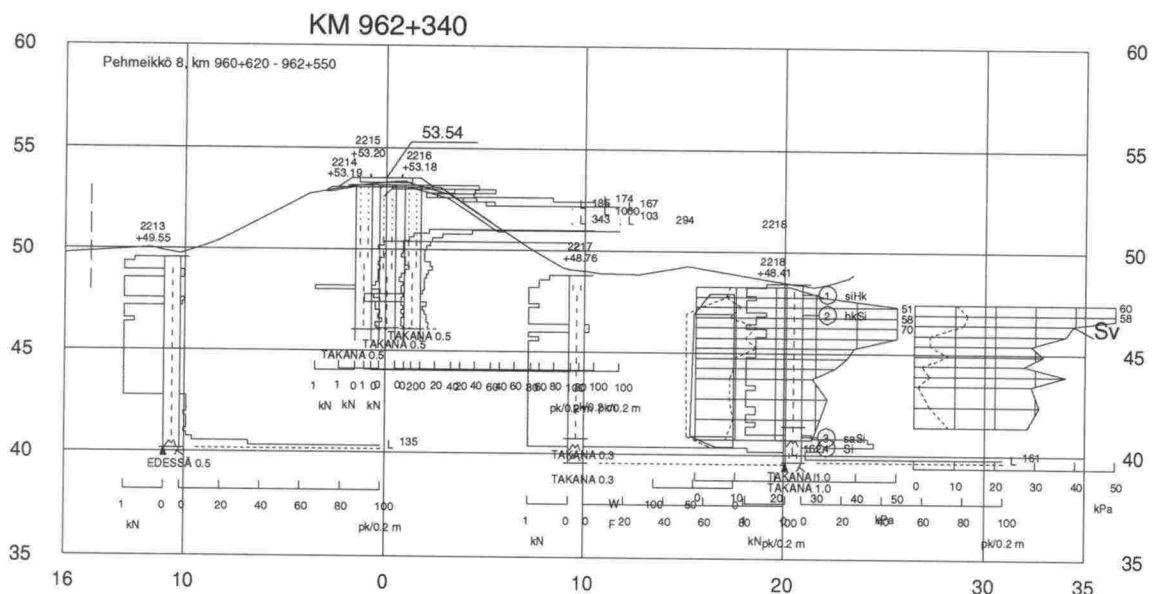


**Kuva 10. Poikkileikkaus km 906+050.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin eri junakuormilla vaihtelee välillä  $F = 1,52 \dots 1,19$  ilman vastapengertä ja suunniteltu vastapenger huomioituna  $F = 1,93 \dots 1,46$ . Suunniteltu vastapenkereen voidaan katsoa olevan riittävä kaikilla lasketuilla junakuormilla.

#### B.3.3.4 Km 962+340 (pehmeikkö 8, kmv 960+620...962+550)

Kyseessä on n. 2 km pitkä siltipehmeikkö. Pehmeikkö sijaitsee Kaulinrannan liikennepaikan kohdalla. Pehmeiköllä on ohuen turvekerroksen alla 1...3,0 m hiekkaista silttiä/silttistä hiekkaa, jonka alla on pehmeää savista silttiä enimmäkseen 6,0 m. Pehmeiden maakerrosten paksuus on enimmäkseen n. 7,0 metriä. Pengerkorkeus on kohtaan km 962+200 asti alle 2,0 m, pääosin alle 1,0 m; sen jälkeen enimmäkseen 4,0 m.



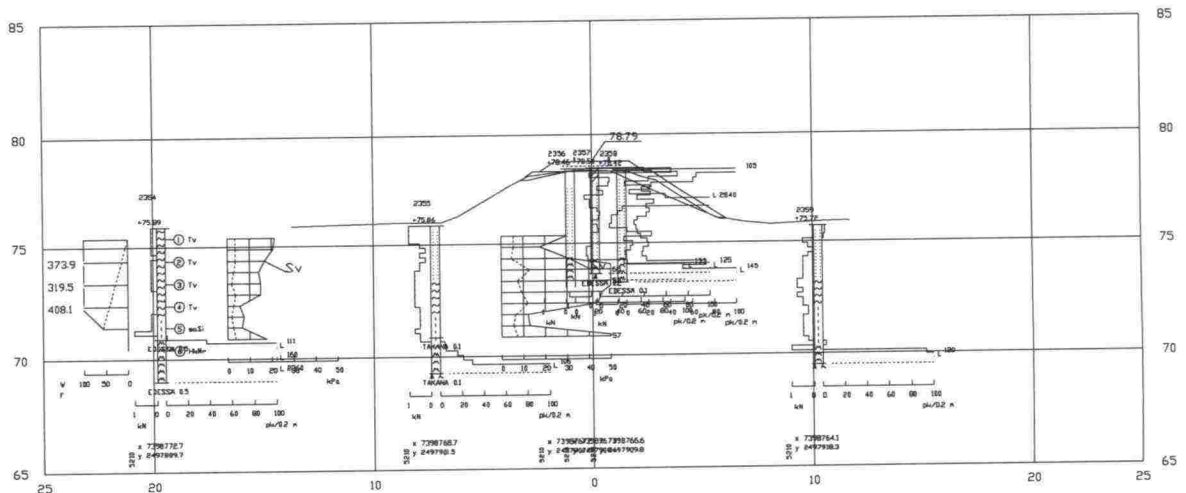
**Kuva 11. Poikkileikkaus km 962+340.**



Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin eri junakuormilla vaihtelee välillä  $F=1,52 \dots 1,37$ . Laskelmissa ei ole huomioitu penkereen lujittavaa vaikutusta, minkä vaikutus on todennäköisesti vähäinen. Kohteen stabiliteettia jouduttaneen parantamaan vastapenkerein, mikäli akselipainona käytetään yli 30 tn.

**B.3.3.5 Km 990+520 (pehmeikkö 21, kmv 990+450...992+440)**

Kyseessä on n 2 km pitkä turve-/silttipehmeikkö Hanhijängän kohdalla. Pehmeiden maakerrosten paksuus on enimmillään 8 metriä. Kohdassa km 990+520 on maanpinnassa turvetta enintään 4 m. Turvekerroksen alla ja mahdollisesti välissäkin saattaa olla ohuita hiekkaisia kerroksia. Turvekerroksen alla on 1...2 m paksu kerros savista silttiä. Vanhojen tutkimusten perusteella kerros saattaa olla liejuista. Pengerkorkeus on 1,5...2,5 m.



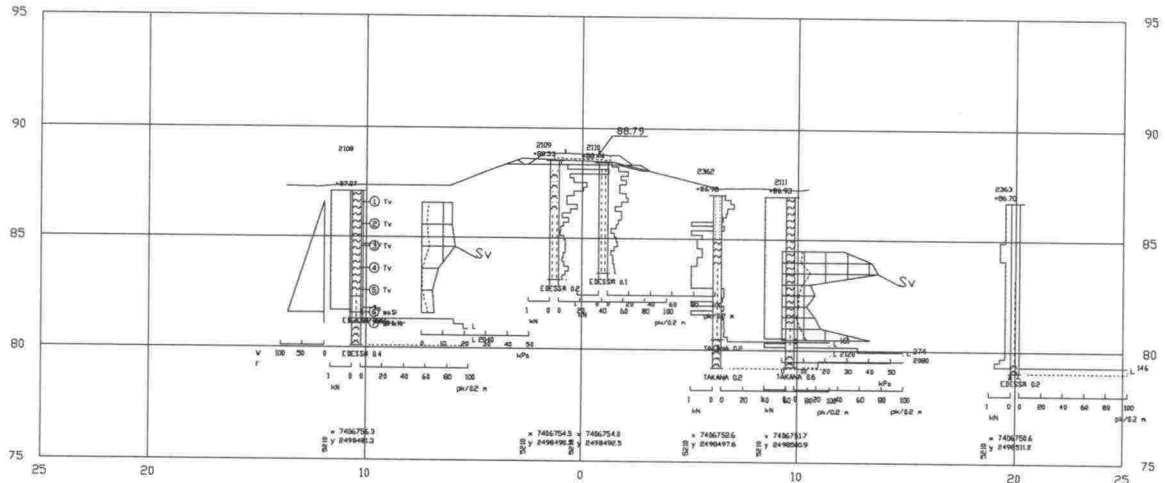
**Kuva 12. Poikkileikkaus km 990+520.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee eri junakuormilla välillä  $F= 1,45 \dots 1,23$ . Laskelmissa on huomioitu ratapenkereen pohjamaata lujittanut vaikutus. Kohteen stabiliteetti on riittämätön 22,5 tn tai sitä suuremmilla akselipainoilla.

**B.3.3.6 Km 998+850 (pehmeikkö 23a, kmv 998+500...998+850)**

Kyseessä on n. 0,4 km pitkä turve-/silttipehmeikkö Kynäsvuoman kohdalla. maanpinnassa turvetta enimmillään 5 m. Turvekerroksen alla on 2...3 m paksu kerros savista silttiä. Pehmeiden maakerrosten paksuus on enimmillään 7,5 metriä. Pengerkorkeus on n. 1,5 m.





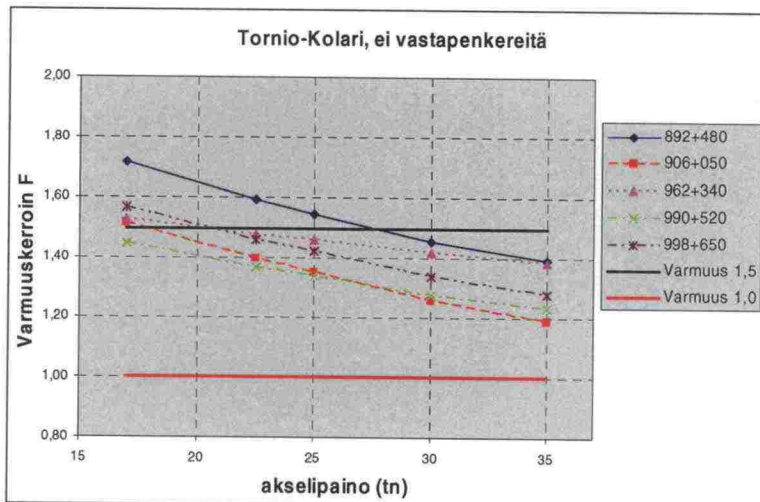
**Kuva 13. Poikkileikkaus km 998+850.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee eri junakuormilla välillä  $F=1,56 \dots 1,28$ . Laskelmissa on huomioitu ratapenkereen pohjamaata lujittanut vaikutus. Kohteen stabiliteetti on riittämätön 25 tn tai sitä suuremmilla akselipainoilla.

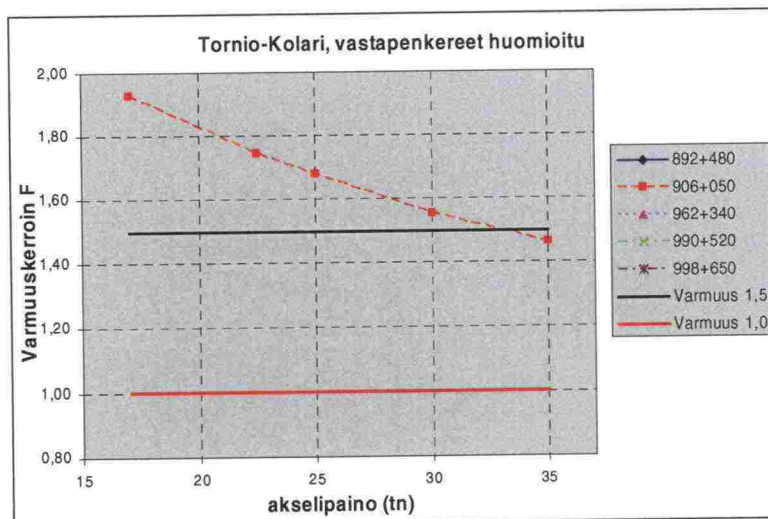
#### B.3.4 Yhteenveto laskentatuloksista (Tor-Kli)

Laskelmien perusteella määritetty junakuorman vaikutus radan stabiliteettiin on esitetty kuvissa 14 ja 15.

Radan stabiliteetti on useissa kohdissa riittämätön nykyiselläkin junakuormalla. Laskentapehmeiköillä voidaan saavuttaa kuitenkin kaikilla lasketuilla akselipainoilla riittävä varmuus vastapenkereillä.



**Kuva 14. Varmuuskerroin junakuorman funktiona, vastapenkereitä ei huomioitu laskelmissa.**



**Kuva 15.** Varmuuskertoimen junakuorman funktiona, vastapenkereet huomioitu laskelmissa.

### B.3.5 Vahvistustarve (Tor-Kli)

Laskelmien perusteella määritetty vastapenkereiden tarve eri junaliikenteen akselipainoilla sekä pohjavahvistusten kustannukset on esitetty taulukossa 4. Pehmeikköjen yhteispituudeksi koko rataosalla on arvioitu 58 km.

Rakennushankkeessa *Tornio-Kolari, päällysrakenteen parantaminen* parannetaan kaikkien stabiliteetiltaan puutteelliseksi havaittujen pehmeikköjen stabiliteetti vaaditulle tasolle, tai kohteille tehdään seuranta-/tarkkailujärjestelmä. Em. hankkeessa akselipainoa ei nosteta nykyisestä 22,5 tonnista. Rataosalle saat-  
taa jäädä joitain pimeitä pehmeikköjä, joiden varmuus on riittämätön.

Akselipainoa nostettaessa rataosan pehmeikköjen stabiliteetti saadaan toden-  
näköisesti riittävälle tasolle pääosin vastapenkerein ja ojansiirtoin. 1-2 kohdetta saattaa vaatia järeämpiä toimenpiteitä.

Pohjavahvistusten kustannukset sisältävät vastapenkereiden rakentamisen, ojansiirrot sekä tarvittavat aluelunastukset. Pohjavahvistusten kustannukseksi on arvioitu 400 €/rata-m. Järeämpiä kustannusten (massanvaihto, tukiseinät ym.) suuruudeksi on arvioitu 1500 €/rata-m. Taulukon kustannuksissa on mukana rakennushankkeessa *Tornio-Kolari, päällysrakenteen parantaminen* teh-  
tävät pohjavahvistukset.

**Taulukko 4.** Pohjavahvistustarve ja -kustannukset Tor-Kli.

	Junakuorma	vastapenkereet		muut (tukiseinä / massanvaihto)		kustannukset yhteensä M€
		määrä km	kustannukset M€	määrä	kustannukset M€	
<b>Tornio- Kolari 182 km</b>	akselipaino 17 tn	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	5,8	2,32	0,0	0	2,32
	akselipaino 25 tn	9,3	3,71	1,0	1,5	5,21
	akselipaino 30 tn	14,5	5,80	2,0	3	8,80
	akselipaino 35 tn	23,2	9,28	4,0	6	15,28



**B.4 KOLARI-ÄKÄSJOKI KMV 752+778...865+776****B.4.1 Rataosan yleiskuvaus (Kli-Äj)**

Rataosan Kolari-Äkäsjoki pituus on n. 17 km. Rataosa on tällä hetkellä suljettu liikenteeltä. Rata sijaitsee pääosin erämaa-alueella vaara- tai suoalueella (jänk-kää). Maaperä on kantavaa tai todennäköisesti kantavaa n. 50%:lla rataosuudesta, loput rataosuudesta on todettua tai todennäköistä pehmeikköä. Arkistomateriaalin perusteella havaittuja pehmeikköjä on yhteensä 13 kpl, joiden yhteispituus on 5,5 km. Pehmeiköt ovat pääosin turvepehmeikköjä.

Rataosa on jaoteltu pohjaolosuhteittain arkistotietojen ja karttatarkastelun perusteella seuraavasti:

- todettuja pehmeikköjä 13 kpl, yhteensä 5,5 km (30%)
- mahdollisia pehmeikköjä yhteensä 4,5 km (24%)
- todennäköisesti kantavaa yhteensä 3,0 km (16%)
- kantavaa yhteensä 5,5 km (30%)

Lausunnossa Rrs/Geo/TO/29/08 on esitetty täydentävien pohjatutkimusten tarpeeksi 125 painokairausta ja 21 siipikairausta.

**B.4.2 Radan perustamistapa (Kli-Äj)**

Rataosa Kolari-Äkäsjoki on valmistunut vuonna 1967. Rakentamisaikana pehmeikköalueet on tutkittu kohtuullisella tarkkuudella, huomattavasti kattavammin kuin esimerkiksi rataosa Pello-Kolari. Rata on perustettu maanvaraisesti, pehmeiköillä pääosin kelluvana turvekerroksen varaan.

Pehmeikköjen syvyys on keskimäärin 2...4 m, enimmillään 6 m. Pehmeiköt ovat turvepehmeikköjä.

**B.4.3 Stabiliateettilaskelmat (Kli-Äj)**

Lähtötietojen puutteellisuudesta johtuen rataosalta ei tehty stabiliateettilaskelmia.

**B.4.4 Vahvistustarve (Kli-Äj)**

Arkistotietojen perusteella määritetty pohjavahvistusten tarve eri junaliikenteen akselipainoilla sekä pohjavahvistusten kustannukset on esitetty taulukossa 5. Pehmeikköjen yhteispituudeksi koko rataosalla on arvioitu 8 km.

Pohjavahvistusten kustannukset sisältävät vastapenkereiden rakentamisen, ojansiirrot sekä tarvittavat aluelunastukset. Pohjavahvistusten kustannukseksi on arvioitu 400€/rata-m.



**Taulukko 5. Pohjavahvistustarve ja -kustannukset Kli-Äj.**

	Junakuorma	vastapenkereet		muut (tukiseinä / massanvaihto)		kustannukset yhteensä M€
		määrä km	kustannukset M€	määrä	kustannukset M€	
Kolari- Äkäsjoki 17 km	akselipaino 17 tn	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	0,8	0,34	0,0	0	0,34
	akselipaino 25 tn	1,3	0,53	0,0	0	0,53
	akselipaino 30 tn	2,3	0,93	0,1	0,15	1,08
	akselipaino 35 tn	3,4	1,40	0,3	0,45	1,85

## B.5 LAURILA-ROVANIEMI KMV 865+776...971+755

### B.5.1 Rataosan yleiskuvaus (Lla-Roi)

Rataosan Laurila - Rovaniemi rataosan pituus on n. 106 km

Rata on enimmäkseen matalalla penkereellä. Maaperä on kantavaa tai todennäköisesti kantavaa noin puolella rataosuudesta. Loput rataosuudesta on todettua pehmeikköä tai todennäköistä pehmeikköä. Arkistomateriaalin perusteella havaittuja pehmeikköjä on yhteensä 46 kpl, joiden yhteispituus on 44 km. Pehmeiköt ovat pääosin liejuisia siltti- tai turvepehmeikköjä.

Rataosa on jaoteltu pohjaolosuhteittain arkistotietojen ja karttatarkastelun perusteella seuraavasti:

- todettuja pehmeikköjä 46 kpl, yhteensä 44 km (41%)
- mahdollisia pehmeikköjä yhteensä 15 km (15%)
- todennäköisesti kantavaa yhteensä 43 km (40%)
- kantavaa yhteensä 4 km (4%)

Lausunnossa Rrs/Geo/TO/29/08 on esitetty täydentävien pohjatutkimusten tarpeeksi 290 painokairausta ja 35 siipikairausta. Lisäksi tarvitaan häiriintymättömiä näytteitä 20 kpl maalajin, leikkauslujuuden ja redusointikertoimen määrittämiseksi.

### B.5.2 Radan perustamistapa (Lla-Roi)

Rataosa Laurila-Rovaniemi on valmistunut vuonna 1909. Rata on perustettu maanvaraisesti.

Rataosa on sepelöity 1960-luvulla, jolloin raiteen korkeusviivaa nostettiin noin tukikerroksen verran. Vuosina 1994 -1997 uusittiin päällysrakennetta, jolloin korkeusviivaa nostettiin 0,1 - 0,3 m. Siinä yhteydessä suunniteltiin vastapenkereitä ja ojan siirtoja yhteensä 18 pehmeikölle (20,6 km). Suunnitellut vastapenkereet on tiettävästi rakennettu. Louen oikaisulla km 913 - 914 rata on perustettu pengerpaaluille ja massanvaihdolle.

Rataosa on sähköistetty vuonna 2003.

Pehmeiköt ovat turvetta, liejuista silttiä ja savea tai silttistä liejua. Pehmeikköjen syvyys on keskimäärin noin 6...8 m ja pehmeikön yläpinnassa useimmiten on 0,5...2 m paksu kerros turvetta. Pehmeiden kerrosten redusoimattomat leikkauslujuudet ovat 7...25 kN/m<sup>2</sup> ja redusoidut leikkauslujuudet ovat 5...20 kN/m<sup>2</sup> ratapenkereen ulkopuolella. Ratapenger on painunut alla oleviin pehmeisiin kerroksiin keskimäärin 0,5...1 m. Yhdellä pehmeiköllä on todettu täytemaan painuneen useita metrejä alkuperäisen maanpinnan alapuolelle.

### B.5.3 Stabilitetilaskelmat (Lla-Roi)

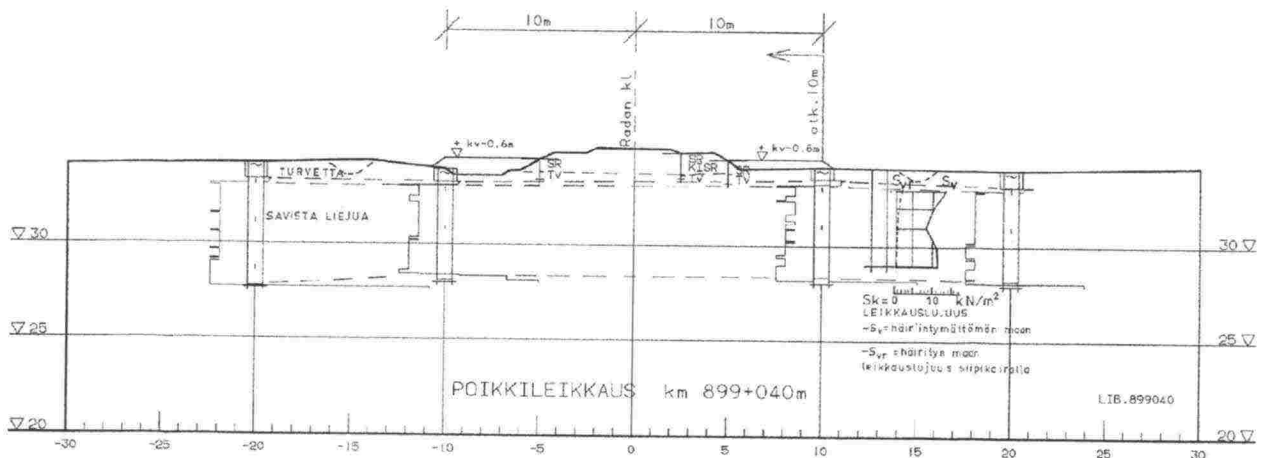
### B.5.3.1 Laskentakohteet

Stabiiliteettilaskelmat on tehty seuraavista kohdista: km 899+040 (pehmeikkö 17), km 914+500 (pehmeikkö 24), km 935+360 (pehmeikkö 33) ja km 959+872 (pehmeikkö 44). Pehmeikoilla p17 ja p24 olevat kohteet ovat siltti-/liejupehmeikköjä, joissa pengerkorkeus on matala. Pehmeiköllä p33 pengerkorkeus on suurempi. Pehmeikkö p44 on turve-/siltti-pehmeikkö, jonka kohdalla pengerkorkeus on suuri.

Laskentatulokset on esitetty liitteenä olevissa laskentatulosteissa sekä laskentataulukossa.

*B.5.3.2 km 899+040 (pehmeikkö 17 kmv 898+640...899+820)*

Kyseessä on n. 1500 m pitkä savinen liejupehmeikkö jonka yläpinnassa on turvetta 0,5...1 m ja silttiä enimmillään 0,5 m. Pehmeiden maakerrosten paksuus on 8...13 metriä. Pengerkorkeus on n. 1,5 m. Pehmeiköllä on esiintynyt haitallista penkereen värähtelyä ja sen vakavuus on laskennallisesti huono vastapenkereiden teon jälkeenkin.



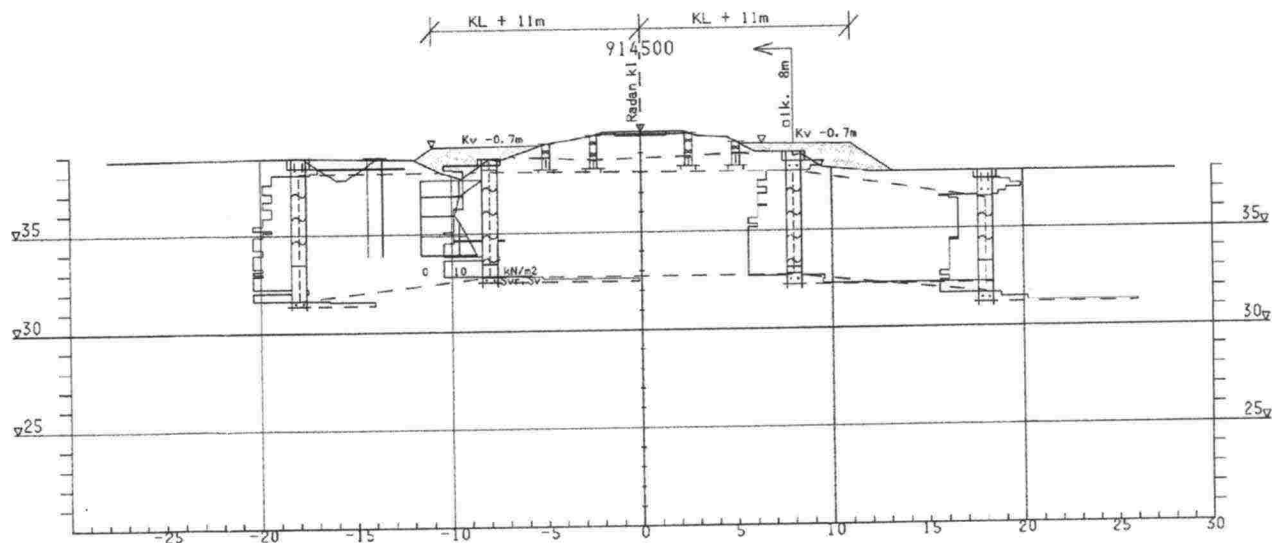
**Kuva 16. Poikkileikkaus km 899+040.**

Eri junakuormilla lasketut varmuuskertoimet ilman vastapenkereitä ovat  $F=1,61 \dots 1,09$  ja vastapenkereiden kanssa  $F=1,90 \dots 1,24$ .

*B.5.3.3 km 914+500 (pehmeikkö 24 kmv 913+940...915+500)*

Kyseessä on n. 1400 m pitkä liejuinen silttipehmeikkö, jonka yläpinnassa on turvetta enimmillään 1 m ja siltistä hiekkaa 0,5...1 m. Pehmeiden maakerrosten paksuus on noin 9 metriä. Pengerkorkeus on n. 1,5 m.



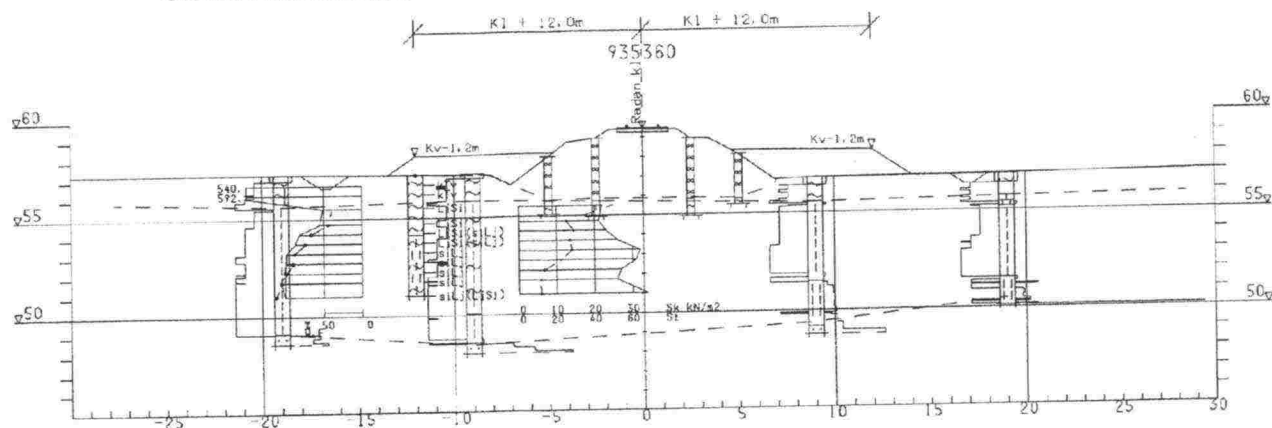


**Kuva 17. Poikkileikkaus km 914+500.**

Eri junakuormilla lasketut varmuuskertoimet ilman vastapenkereitä ovat  $F = 1,37 \dots 1,03$  ja vastapenkereiden kanssa  $F = 1,71 \dots 1,31$ .

**B.5.3.4 km 935+360 (pehmeikkö 33 kmv 934+200...935+460)**

Kyseessä on n. 1200 m pitkä liejuinen siltti- ja silttinen liejupehmeikkö, jonka yläpinnassa on ohut turve- ja silttikerros. Pehmeiden maakerrosten paksuus on noin 8 metriä. Pengerkorkeus on 2,5 m. Penger on painunut metrin verran alla oleviin kerroksiin.



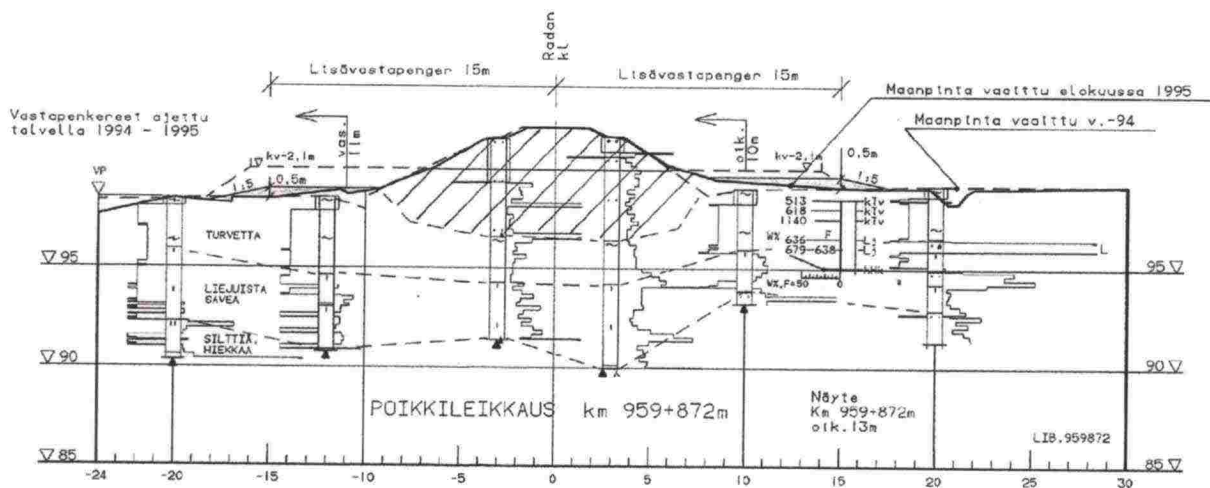
**Kuva 18. Poikkileikkaus km 935+360.**

Eri junakuormilla lasketut varmuuskertoimet ilman vastapenkereitä ovat  $F = 1,24 \dots 1,01$  ja vastapenkereiden kanssa  $F = 1,44 \dots 1,22$ .

**B.5.3.5 km 959+872 (pehmeikkö 44 kmv 959+760...+980).**

Kyseessä on n. 100 m pitkä pehmeikkö, jossa on turvetta enimmillään 4 m ja turpeen alla on liejuista savea 1...3 m. Pengerkorkeus on 5 m. Penger on painunut n.3 m alla oleviin kerroksiin.





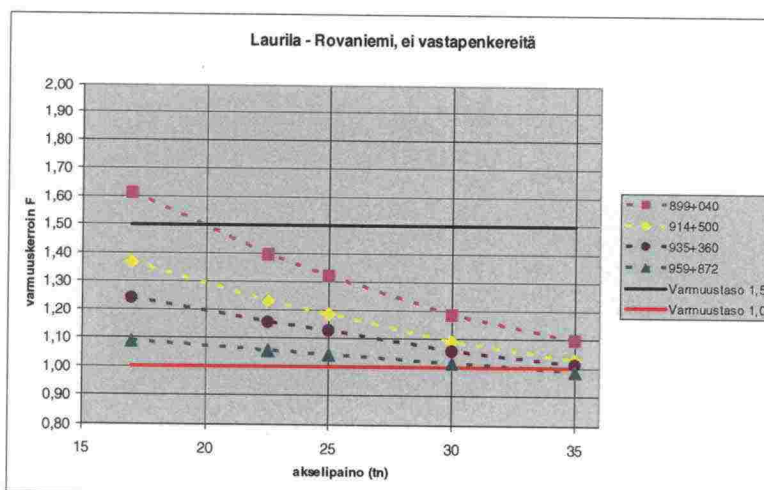
**Kuva 19.** Poikkileikkaus km 959+872.

Eri junakuormilla lasketut varmuuskertoimet ilman vastapenkereitä ovat  $F = 1,09$  ...  $0,99$  ja vastapenkereiden kanssa  $F = 1,42$  ...  $1,25$ .

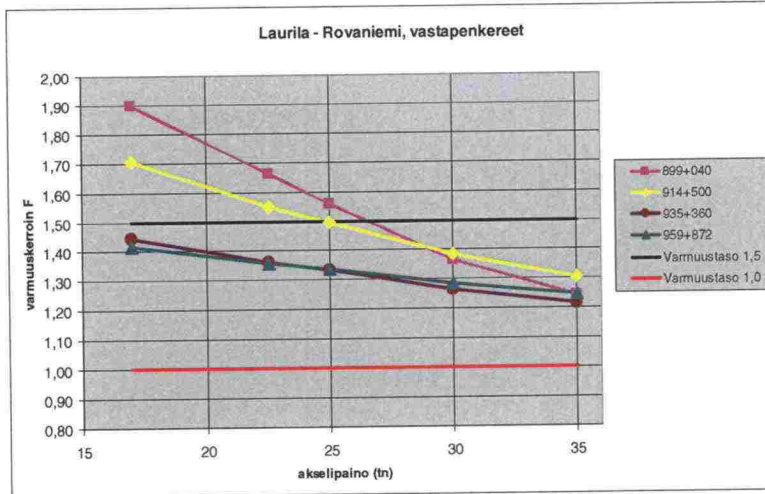
#### B.5.4 Yhteenveto laskentatuloksista (Lla-Roi)

Laskelmien perusteella määritetty junakuorman vaikutus radan stabiliteettiin on esitetty kuvissa 20 ja 21.

Radan stabiliteetti on riittämätön lähes kaikilla junakuormilla ilman vastapenkereitä. Vastapenkereet on rakennettu, mutta vastapenkereilläkään ei saavuteta riittäviä stabiliteetin varmuuskertoimia kaikilla pehmeiköillä edes nykyisillä juna-kuormilla.



**Kuva 20.** Varmuuskerroin junakuorman funktiona, vastapenkereitä ei huomioitu laskelmissa.



**Kuva 21.** Varmuuskerroin junakuorman funktiona, vastapenkereet huomioitu laskelmissa.

### B.5.5 Vahvistustarve (Lla-Roi)

Laskelmien perusteella määritetty vastapenkereiden tarve eri junaliikenteen akselipainoilla sekä pohjavahvistusten kustannukset on esitetty taulukossa 6. Pehmeikköjen yhteispituudeksi koko rataosalla on arvioitu 56 km.

Akselipainojen nostaminen rataosalla Laurila - Rovaniemi edellyttää nykyisten vastapenkereiden korottamista. Joillakin pehmeiköillä tarvitaan todennäköisesti järeämpiä vahvistustoimenpiteitä kuin vastapenkereet ja ojansiirrot.

Kaikkialla ei vastapenkereiden korottaminen ole mahdollista, jos ne ovat jo nyt tukikerroksen alapinnan tasossa.

Pohjavahvistusten kustannukset sisältävät vastapenkereiden rakentamisen, ojansiirrot sekä tarvittavat aluelunastukset. Pohjavahvistusten kustannukseksi on arvioitu 400€/rata-m. Järeämpiä kustannusten (massanvaihto, tukiseinät ym.) suuruudeksi on arvioitu 1500 €/rata-m.

**Taulukko 6.** Pohjavahvistustarve ja -kustannukset Lla-Roi.

	Junakuorma	vastapenkereet		muut (tukiseinä / massanvaihto)		kustannukset yhteensä M€
		määrä km	kustannukset M€	määrä	kustannukset M€	
Laurila- Rovaniemi 106 km	akselipaino 17 tn	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	8,4	3,36	0,0	0	3,36
	akselipaino 25 tn	14,0	5,60	1,0	1,5	7,10
	akselipaino 30 tn	22,4	8,96	2,5	3,75	12,71
	akselipaino 35 tn	36,4	14,56	5,0	7,5	22,06



## B.6 ROVANIEMI-KELLOSELKÄ KMV 971+755...1135+115

### B.6.1 Rataosan yleiskuvaus (Roi-KIs)

Rataosan Rovaniemi-Kelloselkä pituus on n. 164 km. Maaperä on kantavaa tai todennäköisesti kantavaa n. 60%:lla rataosuudesta, loput rataosuudesta on todettua tai todennäköistä pehmeikköä.

Rataosalla on lukuisia suoalueita, joissa pehmeiden kerroksen paksuus vaihtelee suuresti. Pääosa pehmeiköistä on lyhyitä ja teräväpiirteisiä turvepehmeikköjä. Välillä Rovaniemi-Misi on useita pehmeikköjä, joissa pehmeiden kerrosten (turvetta, liejua ja silttiä) paksuus on 7...9 m. Välillä Misi-Isokylä pehmeiköt ovat turvepehmeikköjä, joissa turvekerroksen paksuus on pääosin 3...5 m, paikoin jopa 8 m. Välillä Isokylä-Kelloselkä pehmeiköt ovat turvepehmeikköjä, joissa pehmeiden kerrosten paksuus on 2...5 m.

Arkistomateriaalin perusteella havaittuja pehmeikköjä on yhteensä 87 kpl, joiden yhteispituus on 25 km.

Rataosa on jaoteltu pohjaolosuhteittain arkistotietojen ja karttatarkastelun perusteella seuraavasti:

- todettuja pehmeikköjä 83 kpl, yhteensä 25 km (15%)
- mahdollisia pehmeikköjä yhteensä 37 km (22%)
- todennäköisesti kantavaa yhteensä 53,5 km (33%)
- kantavaa yhteensä 49 km (30%)

Lausunnossa Rrs/Geo/TO/29/08 on esitetty täydentävien pohjatutkimusten tarpeeksi 880 painokairausta ja 109 siipikairausta.

### B.6.2 Radan perustamistapa (Roi-KIs)

Rataosa Rovaniemi-Kemijärvi on valmistunut vuosina 1932...1934 ja rataosa Kemijärvi-Kelloselkä vuosina 1941...1942 Rata on perustettu maanvaraisesti. Rataosa Rovaniemi-Misi on perusparannettu vuosina 2003...2005 ja rataosa Misi-Kemijärvi vuosina 2006...2007, tällöin radan korkeusviivaa on nostettu.

Rataosan pehmeikköjä on tutkittu 1970-luvulla profiilin nostosuunnittelun yhteydessä, tällöin rataosan stabiliteetti on havaittu riittämättömäksi ja osuudelle on suunniteltu lukuisia vastapengeralueita. Suunnitellut vastapenkereet on tiittävästi pääosin rakennettu. Muita pohjavahvistustapoja ei tiittävästi ole käytetty.

Rataosan Rovaniemi-Misi pehmeikköjä on tutkittu vuonna 2002 ja rataosan Misi-Isokylän pehmeikköjä vuonna 2006 rataosien perusparantamisen suunnittelun yhteydessä. Tällöin rataosien stabiliteetti on havaittu paikoin puutteelliseksi. Perusparannuksen yhteydessä suunnitellut vastapenkereet on kuitenkin jätetty pääsääntöisesti rakentamatta.



## B.6.3 Stabiliateettilaskelmat (Roi-KIs)

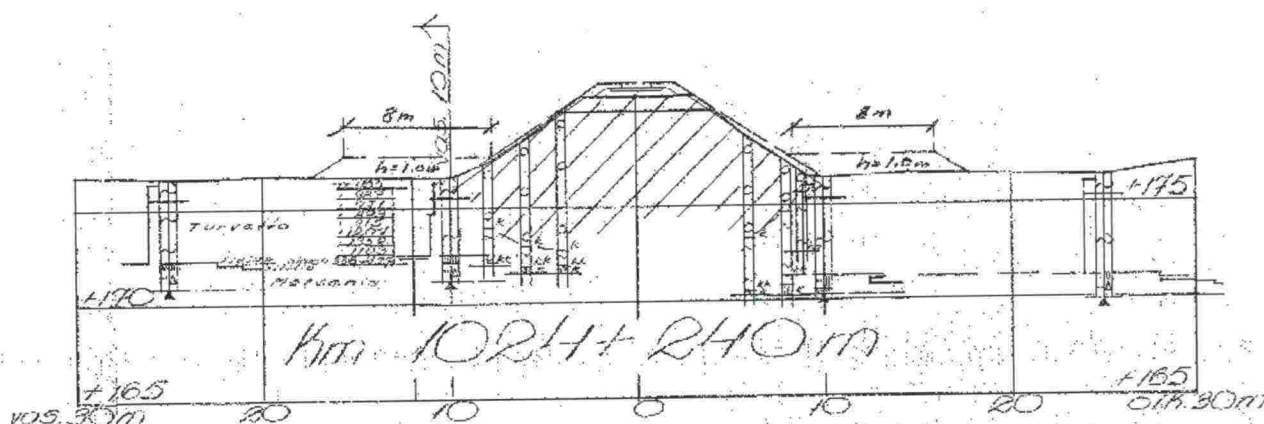
### B.6.3.1 Laskentakohteet

Stabiliateettilaskelmat on tehty seuraavista kohdista: km 1024+120 (Mis-lkä pehmeikkö 3), km 1025+140 (Mis-lkä pehmeikkö 5), km 1035+680 (Mis-lkä pehmeikkö 19) ja km 1053+640 (Mis-lkä pehmeikkö 44). Pehmeiköillä p17 ja p24 olevat kohteet ovat siltti-/liejupehmeikköjä, joissa pengerkorkeus on matala. Pehmeiköillä p33 pengerkorkeus on suurempi. Pehmeikkö p44 on turve-/siltti-pehmeikkö, jonka kohdalla pengerkorkeus on suuri.

Laskentatulokset on esitetty liitteenä olevissa laskentatulosteissa sekä laskentataulukossa.

### B.6.3.2 km 1024+120 (pehmeikkö 3 kmv 1024+120...+250)

Kyseessä on n. 0,15 km pitkä turvepehmeikkö. Pehmeiden maakerrosten paksuus on n. 5 metriä. Pengerkorkeus on n. 4,0 m. Penger on painunut turpeeseen huomattavasti. Pehmeikölle on suunniteltu vastapenkereet, mutta niiden rakentamisesta ei ole varmuutta.

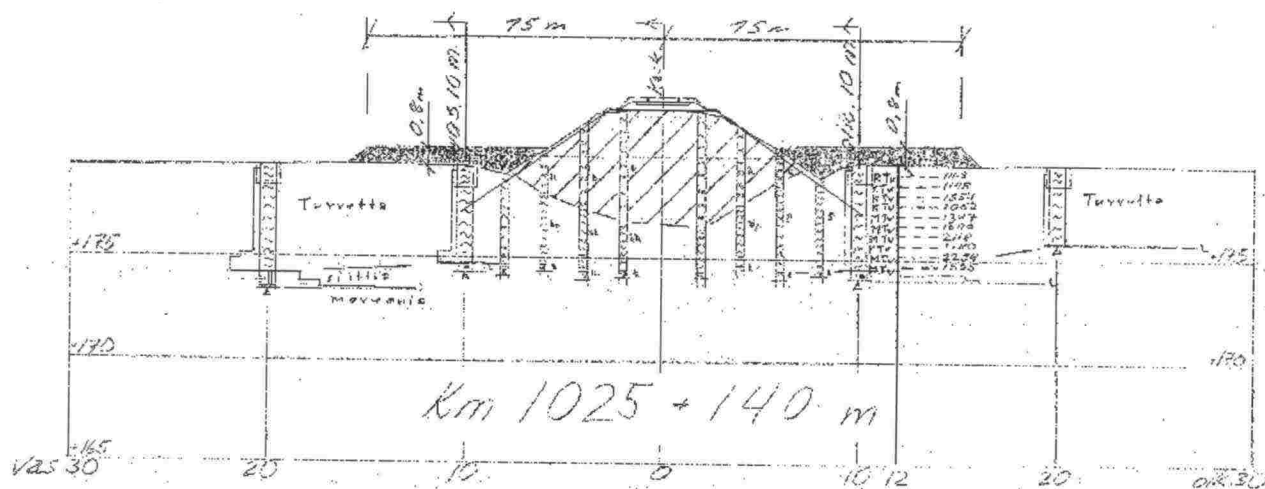


**Kuva 22. Poikkileikkaus km 1024+240.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee eri junakuormilla välillä  $F = 1,15 \dots 1,1$  ilman vastapengertä. Suunnittelun mukainen vastapenger huomioituna varmuus on n. 1,3...1,5. Laskelmissa on huomioitu ratapenkereen pohjamaata lujittanut vaikutus. Mikäli suunnitellun mukainen vastapenger on rakennettu, on kohteen varmuus nykyisellä juna-kuormalla juuri ja juuri riittävä. Mikäli junakuorma suurenee, ovat suunnitellut vastapenkereet riittämättömiä. Mikäli vastapenkereitä ei ole tehty, on kohteen varmuus selvästi alle vaaditun.

### B.6.3.3 km 1025+140 (pehmeikkö 5 kmv 1024+930...1025+150)

Kyseessä on n. 0,3 km pitkä turvepehmeikkö. Pehmeiden maakerroksen paksuus on 4...5 m ja pengerkorkeus n. 3 m. Turvekerros on paksuin kohdalla km 1025+140. Turve on maatonut ja sen vesipitoisuus on korkea, yli 2000 paino-%, joten luonnontilaisen turpeen lujuus on erittäin huono. Penger on painunut selvästi turpeeseen. Pehmeikölle on rakennettu suunnitelmien mukaiset vastapenkereet vuonna 1979.

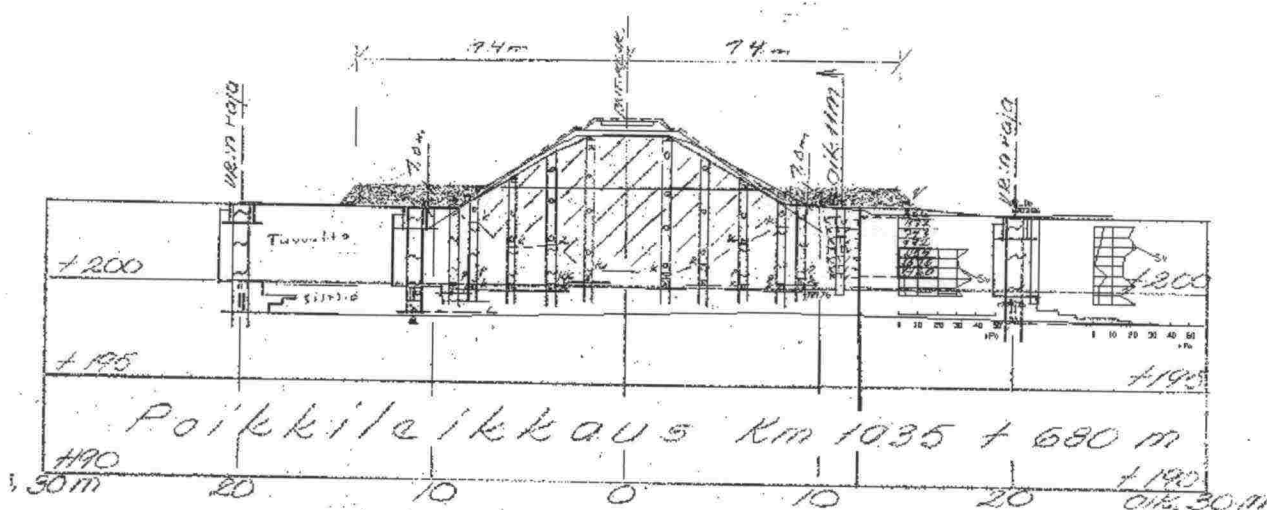


**Kuva 23. Poikkileikkaus km 1025+140.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee eri junakuormilla välillä  $F = 1,52 \dots 1,41$  suunnitellun mukainen vastapenger huomioon otuna. Laskelmissa on huomioon otettu ratapenkereen ja vastapengerreiden pohjamaata lujittanut vaikutus. Mikäli vastapengerreet on rakennettu, on varmuus nykyisellä junakuormalla juuri ja juuri riittävä. Mikäli junakuorma suurenee, ovat vastapengerreet riittämättömiä.

#### B.6.3.4 Km 1035+680 (pehmeikkö 19 kmv 1035+630...+850)

Kyseessä on n. 220 m pitkä turvepehmeikkö. Pehmeiden maakerrosten paksuus on 3...7 metriä. Pengerkorkeus on n. 4,0 m. Penger on painunut turpeeseen reilusti, n. 2...4 metriä. Kohteeseen on rakennettu vastapengerreet vuonna 1979 molemmille puolille. Vastapengerreet ovat painuneet lähes alkuperäisen maanpinnan tasoon.



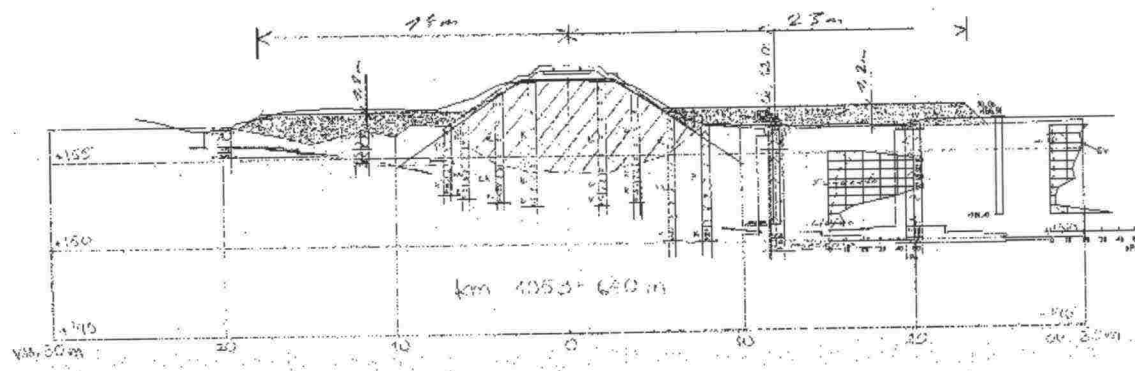
**Kuva 24. Poikkileikkaus km 1035+680.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee eri junakuormilla välillä  $F = 1,27 \dots 1,20$  suunnitellun mukainen vastapenger huomioon otuna. Laskelmissa on huomioon otettu ratapenkereen ja vastapengerreiden pohjamaata lujittanut vaikutus. Vastapengerreet ovat selvästi liian kapeita, joten kohteen stabiliteetti on riittämätön kaikilla lasketuilla junakuormilla.



### B.6.3.5 Km 1053+640 (pehmeikkö 44 kmv 1053+520...+700)

Kyseessä on n. 180 m pitkä syvä turvepehmeikkö. Pehmeiden maakerrosten paksuus on 3...7 metriä. Pengerkorkeus on n. 4 m, penger on painunut turpeeseen n. 2...4 metriä. Kohteeseen on rakennettu vastapenkereet molemmille puolille vuonna 1978. Mittaustulosten perusteella vastapenkereet ovat paikoin painuneet alle alkuperäisen maanpinnan tason, paikoin painumat ovat olleet vähäisiä. Pengertä on levennetty 70-luvulla.



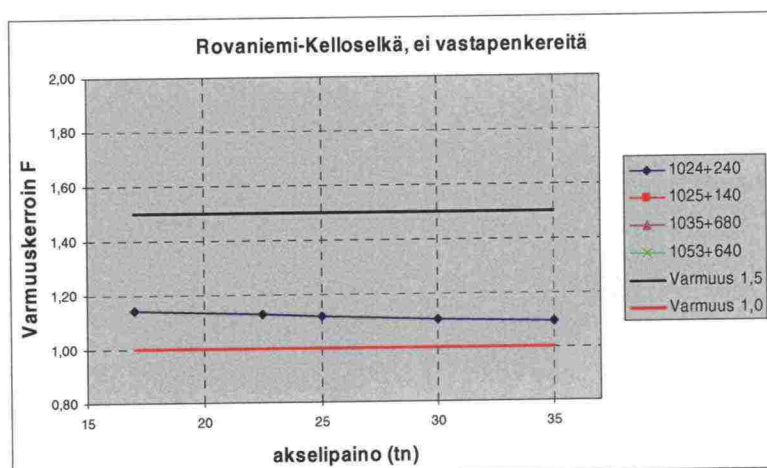
**Kuva 25. Poikkileikkaus km 1053+640.**

Laskentapoikkileikkauksen kohdalla laskettu pienin kokonaisvarmuuskerroin vaihtelee eri junakuormilla välillä  $F = 1,38 \dots 1,30$  suunnitellun mukainen vastapenger huomioon otuna. Laskelmissa on huomiotu ratapenkereen ja vastapenkereiden pohjamaata lujittanut vaikutus. Vastapenkereitä on kavennettu suunnitelmasta työnaikaisissa neuvotteluissa vuonna 1978 kolmella metrillä. Suunnitelmaan leveyteen tehtynä kohteen stabiilitetti olisi nykyisellä junakuormalla riittävä. Rakennetut vastapenkereet ovat riittämättömiä, joten kohteen stabiilitetti on riittämätön kaikilla lasketuilla junakuormilla.

### B.6.4 Yhteenveto laskentatuloksista (Roi-KIs)

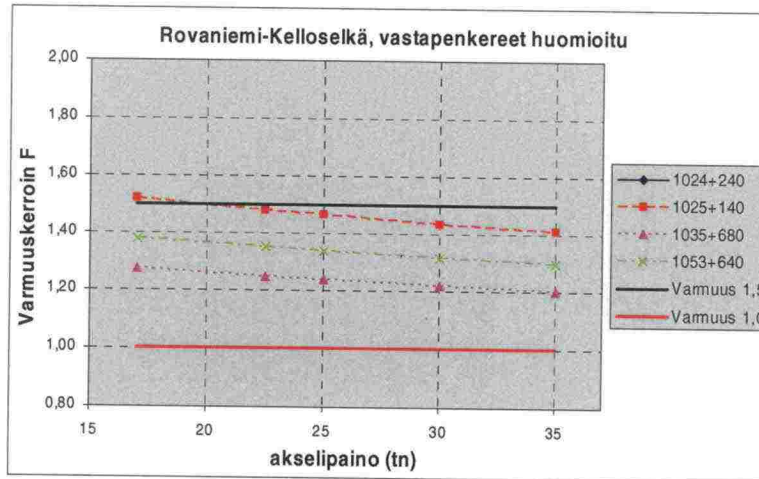
Laskelmien perusteella määritetty junakuorman vaikutus radan stabiilitettiin on esitetty kuvissa 26 ja 27.

Radan stabiilitetti on useissa laskentakohdissa riittämätön nykyiselläkin junakuormalla, vaikka vastapenkereet on rakennettu.



**Kuva 26. Varmuuskerroin junakuorman funktiona, vastapenkereitä ei huomioitu laskelmissa.**





**Kuva 27.** Varmuuskerroin junakuorman funktiona, vastapenkereet huomioitu laskelmissa.

### B.6.5 Vahvistustarve (Roi-KIs)

Laskelmien perusteella määritetty vastapenkereiden tarve eri junaliikenteen akselipainoilla sekä pohjavahvistusten kustannukset on esitetty taulukossa 7. Pehmeikköjen yhteispituudeksi koko rataosalla on arvioitu 48 km.

Rataosalla on useita pehmeikköjä, joiden stabiliteetti on riittämätön nykyisillään junakuormilla. Nykyisellä junakuormalla (22,5 tn) riittävän varmuustason saavuttaminen edellyttää vastapenkereiden korottamista. Akselipainojen nostaminen rataosalla edellyttää nykyisten vastapenkereiden korottamista sekä useilla pehmeiköillä mahdollisesti järeämpiä vahvistustoimenpiteitä.

Kaikkialla ei vastapenkereiden korottaminen ole mahdollista, jos ne ovat jo nyt tukikerroksen alapinnan tasossa.

Pohjavahvistusten kustannukset sisältävät vastapenkereiden rakentamisen, ojansiirrot sekä tarvittavat aluelunastukset. Pohjavahvistusten kustannukseksi on arvioitu 410 €/rata-m. Järeämpiä kustannusten (massanvaihto, tukiseinät ym.) suuruudeksi on arvioitu 1500 €/rata-m.

**Taulukko 7.** Pohjavahvistustarve ja -kustannukset (Roi-KIs).

	Junakuorma	vastapenkereet		muut (tukiseinä / massanvaihto)		kustannukset yhteensä M€
		määrä km	kustannukset M€	määrä	kustannukset M€	
Rovaniemi- Kellosekä 164 km	akselipaino 17 tn	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	6,7	2,74	0,0	0	2,74
	akselipaino 25 tn	11,5	4,70	0,6	0,9	5,60
	akselipaino 30 tn	18,2	7,45	1,8	2,7	10,15
	akselipaino 35 tn	28,7	11,76	4,0	6	17,76

## C YHTEENVETO JA JOHTOPÄÄTÖKSET

Tässä työssä on alustavasti selvitetty raskaiden junien käyttöönoton edellytyksiä radan stabiliteetin kannalta. Selvityksessä ovat mukana Oulun pohjoispuolella olevat rataosat.

Työssä tehtyt laskelmat perustuvat olemassa oleviin pohjatutkimus- ja arkistotietoihin. Paikoin pohjatutkimustieto on hajanaista ja puutteellista, joten useilla kohdilla stabiliteetin tarkempi arviointi vaatii täydentäviä pohjatutkimuksia ja maastomallimittauksia. Etenkin penkereen muoto, painuminen pohjamaahan sekä pohjamaan ominaisuudet (leikkauslujuus, hienousluku, vesipitoisuus) tulisi selvittää sekä luonnontilaisesta maasta että penkereen, luiskan ja tehtyjen vastapenkereiden alta.

Stabiliteetin parantamiseksi on selvitetty vastapenkereiden vaikutusta stabiliteettiin. Kaikkialla ei vastapenkereillä päästä riittävään varmuustasoon, vaan tarvitaan muita toimenpiteitä. Vastapengertä järeämpiä toimenpiteitä ovat esim. tukimassanvaihto penkereen juurella, ponttiseinät, pengarpaalutus tai mahdollisesti jopa paalulaatta.

Rataosittain tehdyn arvioinnin tarkkuus ja luotettavuus arvioidaan seuraavasti:

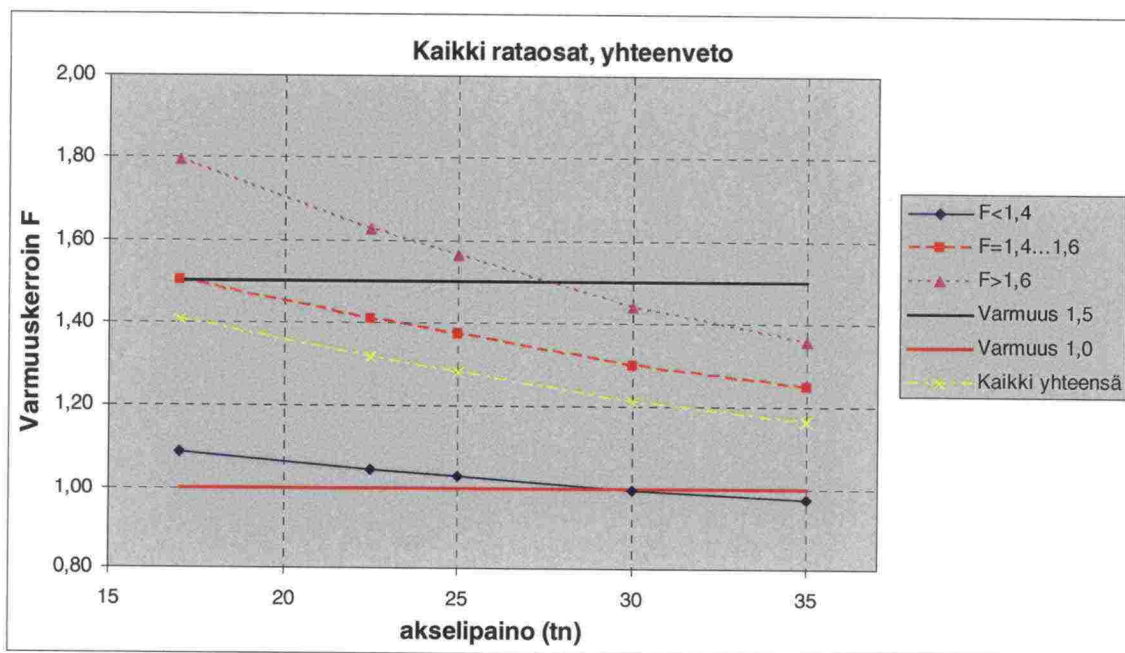
- Rataosa Oulu-Laurila. Rataosalta on vähän pohjatutkimustietoa. Välillä on todennäköisesti useita pimeitä pehmeikköjä, joista ei ole arkistotietoa. Tiedossa on, että rataosalla on kohteita, joiden stabiliteetti on riittämätön nykyiselläkin junakuormalla.
- Rataosa Tornio-Kolari: pohjatutkimustietoa on kohtuullisesti, koska rataosan stabiliteettia on selvitetty hankkeen *Tornio-Kolari, Päälysrakenteen parantaminen* yhteydessä. Rataosalle jää kuitenkin useita mahdollisia pimeitä pehmeikköjä. Pahimpien pehmeikköjen vakavuutta parannetaan vastapenkerein, tai niille tehdään seurantaohjelma, joten nykyisellä junakuormalla rataosan tilanne on kohtuullinen. Akselipainon korotus vaatii nykyistä tarkempaa selvitystä (lisäpohjatutkimuksia, lisälaskelmia).
- Rataosa Kolari-Äkäsjoki: rataosalta on olemassa kohtuullisen kattavasti pohjatutkimustietoa. Akselipainon korottaminen, mutta myös radan avaus liikenteelle nykyisellä junakuormalla vaatii tarkempaa selvitystä (lisäpohjatutkimuksia, vakavuuslaskelmia).
- Rataosa Laurila-Rovaniemi: Rataosalta on pohjatutkimustietoa kohtuullisesti. Rataosan stabiliteettia on parannettu 1990-luvulla, mutta kaikkia kohteita ei ole saatu vastapenkereilläkään varmuudeltaan riittäväksi. Mikäli akselipainoa nostetaan, tarvitaan paikoin vastapenkereitä järeämpiä toimenpiteitä.
- Rataosa Rovaniemi-Kellosekä: Rataosan pohjatutkimustieto on puutteellista. Välin Rovaniemi-Isokylä stabiliteettia on selvitetty 2000-luvulla, tällöin on havaittu lukuisia stabiliteetiltaan puutteellisia kohteita. Rataosalla, varsinkin välillä Isokylä-Kellosekä on todennäköisesti useita pimeitä pehmeikkökohtia. Rataosalle on esitetty lisätutkimuksia ja/tai vastapenkereiden rakenta-



mista, joita kuitenkaan ei toteutettu. Siten rataosan stabiliteetti on nykyiselläkin junakuormalla puutteellinen.

Tässä selvityksessä on keskitytty stabiliteettitarkasteluihin, joten esim. tärinä- ja painumahaittoja tai niistä aiheutuvia toimenpiteitä ja kustannuksia ei ole arvioitu.

Laskelmien perusteella akselipainon nostaminen 22,5 tonnista 35 tonniin huonontaa ratapenkereen varmuuskerrointa matalilla (alle 2,5 m) penkereillä 10...20% (varmuuskerroin F pienenee 0,15...0,4 yksikköä) riippuen pohjamaan laadusta ja ratapenkereen painumasta pohjamaahan. Korkeilla (yli 4 m) penkereillä vaikutus on 1...10% (varmuuskerroin F pienenee 0...0,15 yksikköä). Kuvassa 29 on esitetty laskelmien perusteella saatu yhteenveto varmuuskertoimen pienenemisestä akselipainon kasvaessa. Laskentatapaukset on jaoteltu kolmeen ryhmään 17 tn:n akselipainolla lasketun varmuuden mukaan:  $F=1,4$ ,  $F=1,4...1,6$  ja  $F>1,6$ . Lisäksi kuvassa on esitetty kaikkien laskentatapauksien keskiarvot.

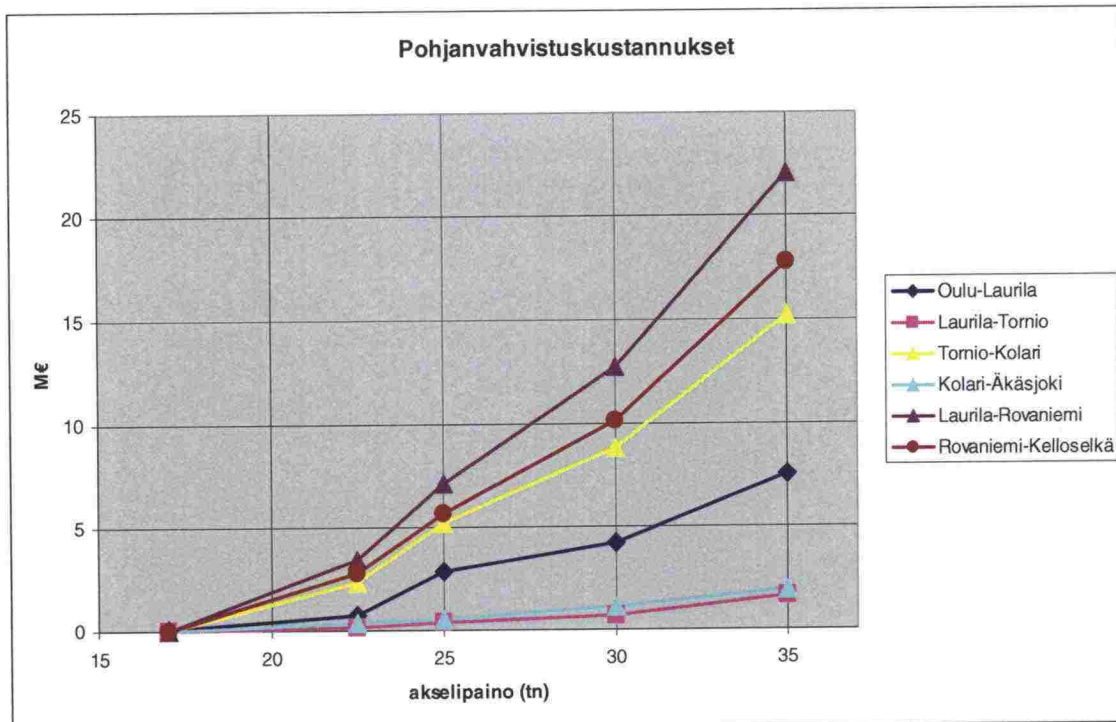


**Kuva 28.** Laskelmien yhteenveto; lähtökohtana laskettu varmuus 17 tn:n akselipainolla.

Kustannuksissa on vastapenkereiden osalta arvioitu vastapenkereiden rakentamisesta, ojien siirroista ja aluelunastuksista koituvat kustannukset. Muissa pohjavahvistuskustannuksissa on arvioitu massanvaihdosta ja/tai tukiseinistä aiheutuvia kustannuksia, kun vastapenkereillä ei saada radan stabiliteettia riittäväksi.

Laskelmien ja arkistotietojen perusteella arvioidut pohjavahvistuskustannukset on koottu liitteellä 1 esitettyyn taulukkoon. Yhteenveto kustannuksista on esitetty kuvassa 29.





**Kuva 29.** Pohjavahvistuskustannukset junakuorman funktiona.

#### LIITTEET:

- 1) Kooste pohjavahvistuskustannuksista
- 2) Laskelmat taulukoituna.
- 3) laskentapoikkileikkaukset
- 4) Pehmeikkörekisterit

**ARVIOIDUT POHJAVAHVISTUSKUSTANNUKSET**

	Junakuorma	vahvistet tava	vastapenkereet		muut (tukiseinä / massanvaihto)		kustannukset yhteensä M€
		%	määrä km	kustannukset M€	määrä	kustannukset M€	
Oulu- Laurila 113 km	akselipaino 17 tn	1	0,2	0,06	0,0	0	0,06
	akselipaino 22,5 tn	14	2,5	0,83	0,0	0	0,83
	akselipaino 25 tn	26	4,7	1,54	0,5	0,75	2,29
	akselipaino 30 tn	38	6,8	2,26	1,0	1,5	3,76
	akselipaino 35 tn	60	10,8	3,56	2,5	3,75	7,31
Laurila- Tornio 19 km	akselipaino 17 tn	0	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	10	0,6	0,17	0,0	0	0,17
	akselipaino 25 tn	20	1,1	0,34	0,0	0	0,34
	akselipaino 30 tn	30	1,7	0,51	0,1	0,15	0,66
	akselipaino 35 tn	50	2,9	0,86	0,5	0,75	1,61
Tornio- Kolari 182 km	akselipaino 17 tn	0	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	10	5,8	2,32	0,0	0	2,32
	akselipaino 25 tn	16	9,3	3,71	1,0	1,5	5,21
	akselipaino 30 tn	25	14,5	5,80	2,0	3	8,80
	akselipaino 35 tn	40	23,2	9,28	4,0	6	15,28
Kolari- Äkäsjoki 17 km	akselipaino 17 tn	0	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	11	0,8	0,34	0,0	0	0,34
	akselipaino 25 tn	17	1,3	0,53	0,0	0	0,53
	akselipaino 30 tn	30	2,3	0,93	0,1	0,15	1,08
	akselipaino 35 tn	45	3,4	1,40	0,3	0,45	1,85
Laurila- Rovaniemi 106 km	akselipaino 17 tn	0	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	15	8,4	3,36	0,0	0	3,36
	akselipaino 25 tn	25	14,0	5,60	1,0	1,5	7,10
	akselipaino 30 tn	40	22,4	8,96	2,5	3,75	12,71
	akselipaino 35 tn	65	36,4	14,56	5,0	7,5	22,06
Rovaniemi- Kellosele 164 km	akselipaino 17 tn	0	0,0	0,00	0,0	0	0,00
	akselipaino 22,5 tn	14	6,7	2,74	0,0	0	2,74
	akselipaino 25 tn	24	11,5	4,70	0,6	0,9	5,60
	akselipaino 30 tn	38	18,2	7,45	1,8	2,7	10,15
	akselipaino 35 tn	60	28,7	11,76	4,0	6	17,76



Laskelmat OI-Lla

Pehmeikön alku ja loppu	Lasketut poikki- leikkaukset	Penger- korkeus [m]	Täyte, maan- pinta - x [m]	Laskennassa käytetyt pehmeikön maalajit	Maakerrosten paksuudet [m]		Pehmeikön paksuus yhteensä [m]	Laskennassa käytettyjä leikkaus- lujuuksia [kPa]		Junakuorma		Varmuuskero (ilman vastapenkereitä) F	Varmuuskero (vastapenkereiden kanssa) F		
					Turve	Savi/Siltti/ Lieju		Turve	Savi/Siltti/Li- eju	[kN/m]	[kPa] b=2,5 m				
Oulu-Laurila															
p2															
768+060	768+120	2	2		1	2	2	10/15/22	5/10/35/10		60	24,0		1,42	
				Tv Tv luiskan alla	Tv luittunut/sihk/Sa										
											80	32,0		1,32	
											88	35,2		1,28	
											106	42,4		1,20	
											120	48,0		1,15	
768+260															
p8															
779+350	779+380	3	1	Tv/ Ij/Si/ Si	1	2,5/1	4	3	6/14		60	24,0	0,59	0,83	
											80	32,0	0,57	0,81	
											88	35,2	0,56	0,81	
											106	42,4	0,53	0,80	
											120	48,0	0,52	0,79	
				Tv/ Ij/Si/ Iuj Ij/Si/ Si				10	7/14/14		60	24,0	0,96	1,13	
				Ij/Si luittunut penkereen alla.							80	32,0	0,92	1,10	
											88	35,2	0,91	1,09	
											106	42,4	0,87	1,07	
											120	48,0	0,85	1,05	
779+660															

**Laskelmat Lia-Tor**

Pehmeikön alku ja loppu	Lasketut poikki- leikkaukset	Penger- korkeus [m]	Täyte, maan- pinta - x [m]	Laskennassa käytetyt pehmeikön maalajit	Maakerrosten paksuudet [m]		Pehmeikön paksuus yhteensä [m]	Laskennassa käytettyjä leikkauk- lujuuksia [kPa]		Junakuorma		Varmuuskertoim (ilman vastapenkereitä) F	Varmuuskertoim (vastapenkereiden kanssa) F	Keskiarvo F	
					Turve	Savi/Silti/ Lieju		Turve	Savi/Silti/ Lieju	[kN/m]	[kPa] b=2,5 m			ei vastap.	vastap.
Launila-Tornio															
p3															
867+920	868+240	3	1	Tv / Si	1	7	7	10	23	60	24,0	1,71	2,12	1,55	1,91
										80	32,0	1,62	2,02	1,46	1,81
										88	35,2	1,59	1,98	1,43	1,77
										106	42,4	1,51	1,89	1,36	1,70
										120	48,0	1,46	1,83	1,31	1,64
				Tv / Si				8	18	60	24,0	1,38	1,69		
										80	32,0	1,30	1,60		
										88	35,2	1,27	1,57		
										106	42,4	1,21	1,50		
										120	48,0	1,17	1,45		
869+200															
p7															
881+180	881+360	2	0,4	Tv / Si / Sa	1	5	5	10	17/22	60	24,0	1,52	2,06	1,49	2,01
										80	32,0	1,41	1,90	1,38	1,85
										88	35,2	1,37	1,84	1,34	1,80
										106	42,4	1,28	1,72	1,26	1,68
				Tv / Si / Sa				10	16/20	60	24,0	1,22	1,63	1,20	1,60
										80	32,0	1,45	1,96		
										88	35,2	1,35	1,81		
										106	42,4	1,31	1,75		
										120	48,0	1,23	1,64		
881+560										120	48,0	1,18	1,56		



Laskelmat Tor-Kli

Pehmeikön alku ja loppu	Lasketut poikki- leikkaukset	Penger- korkeus [m]	Täyte, maan- pinta - x [m]	Laskennassa käytetyt pehmeikön maalajit	Maakerrosten paksuudet [m]		Pehmeikön paksuus yhteensä [m]	Laskennassa käytettyjä leikkaus- lujuuksia [kPa]		Junakuorma		Varmuuskerroin (ilman vastapenkereitä) F	Varmuuskerroin (vastapenkereiden kanssa) F
					Turve	Savi/Siltti/ Lieju		Turve	Savi/Siltti/ Lieju	[kN/m]	[kPa] b=2,5 m		
Tornio-Kolari													
p2													
891+950	892+480	2	0,3	Sa /Si		4	4		22/25	60	24,0	1,72	
										80	32,0	1,60	
										88	35,2	1,55	
										106	42,4	1,46	
										120	48,0	1,40	
892+800													
p3b													
905+800	906+050	2	1	Tv/ siHK/ Si	1	6	7	10	0/16	60	24,0	1,52	1,92
										80	32,0	1,40	1,74
										88	35,2	1,35	1,68
										106	42,4	1,25	1,55
										120	48,0	1,19	1,46
906+750													
p8													
960+620	962+340	4	1	kuSa/ Sa		9	9		40/23	60	24,0	1,53	
										80	32,0	1,48	
										88	35,2	1,46	
										106	42,4	1,42	
										120	48,0	1,38	
962+550													
p21													
990+450	990+520	3	1	Tv/ Tv luiskan	4	1	5	18/22/28	8/15	60	24,0	1,45	
										80	32,0	1,37	
										88	35,2	1,34	
										106	42,4	1,27	
										120	48,0	1,23	
992+440													
p23a													
998+500	998+650	2	1	Tv/ Tv luiskan	5	2	7	10/20/30	8/12	60	24,0	1,58	
										80	32,0	1,47	
										88	35,2	1,43	
										106	42,4	1,35	
										120	48,0	1,28	
998+850													

Laskelmat Lia-Roi

Pehmeikön alku ja loppu	Lasketut poikki- leikkaukset	Penger- korkeus [m]	Täyte, maan- pinta - x [m]	Laskennassa käytetyt pehmeikön maalajit	Maakerrosten paksuudet [m]		Pehmeikön paksuus yhteensä [m]	Laskennassa käytettyjä leikkaus- lujuuksia [kPa]		Junakuorma		Varmuuskerrin (ilman vastapenkerettä) F	Varmuuskerrin (vastapenkeretiden kanssa) F	Keskiarvo F	
					Tuue	Savi/Siltti/ Lieju		Tuue	Savi/Siltti/ Lieju	[kN/m]	[kPa] b=2,5 m			ei vastap.	vastap.
Lauila-Rovaniemi															
p17															
898+640	899+040	1	0,2	Tw/saSi/ljSa	1	5	5	5	30/10	60	24,0	1,46	1,72	1,61	1,90
										80	32,0	1,26	1,50	1,39	1,66
										88	36,2	1,19	1,41	1,32	1,56
										106	42,4	1,07	1,23	1,18	1,36
										120	48,0	0,99	1,13	1,09	1,24
				Tw/saSi/ljSa				10	30/12	60	24,0	1,76	2,08		
										80	32,0	1,52	1,82		
										88	36,2	1,45	1,71		
										106	42,4	1,30	1,49		
										120	48,0	1,20	1,36		
899+620															
p24															
913+940	914+500	1		Si/ ljSa		6	6		30/11	60	24,0	1,34	1,66	1,37	1,71
										80	32,0	1,20	1,51	1,23	1,55
										88	36,2	1,16	1,46	1,19	1,50
										106	42,4	1,06	1,34	1,09	1,38
										120	48,0	1,00	1,27	1,03	1,31
				Si/ ljSa					26/12	60	24,0	1,40	1,75		
										80	32,0	1,26	1,59		
										88	36,2	1,21	1,54		
										106	42,4	1,12	1,42		
										120	48,0	1,05	1,34		
915+500															



Laskelmat Lla-Roi jatkuu

Pehmeikön alku ja loppu	Lasketut poikkileikkaukset	Penger- korkeus [m]	Täyte, maan- pinta - x [m]	Laskennassa käytetyt pehmeikön maalajit	Maakerrosten paksuudet [m]		Pehmeikön paksuus yhteensä [m]	Laskennassa käytettyjä leikkaus- lujuuksia [kPa]		Junakuorma		Varmuuskerroin (ilman vastapenkereitä) F	Varmuuskerroin (vastapenkereiden kanssa) F	Keskiarvo F	
					Turve	Savi/Siltti/ Lieju		Turve	Savi/Siltti/ Lieju	[kN/m]	[kPa] b=2,5 m			ei vastap.	vastap.
p33 934+200	935+360	2	1	Tw/ JSi	1	7	8	10	14	60	24,0	1,17	1,35	1,24	1,44
										80	32,0	1,09	1,28	1,15	1,36
										88	35,2	1,06	1,25	1,13	1,33
										106	42,4	1,00	1,19	1,06	1,27
										120	48,0	0,95	1,14	1,01	1,22
				Tw/ JSi				10	16	60	24,0	1,31	1,54		
										80	32,0	1,22	1,45		
										88	35,2	1,20	1,42		
										106	42,4	1,12	1,34		
										120	48,0	1,07	1,29		
935+460															
p44 959+760	959+872	3	3	Tw/ JjSa	3	4	6	10	20	60	24,0	0,97	1,34	1,09	1,42
										80	32,0	0,94	1,27	1,06	1,36
										88	35,2	0,93	1,25	1,04	1,34
										106	42,4	0,91	1,19	1,01	1,28
										120	48,0	0,89	1,15	0,99	1,25
				Tw/ luj Tw/ JjSa				10/17	20	60	24,0	1,21	1,50		
				Tw lujittunut penkereen alla						80	32,0	1,17	1,44		
										88	35,2	1,16	1,42		
										106	42,4	1,12	1,38		
										120	48,0	1,09	1,34		
959+980															

Laskelmat Roi-KIs

Pehmeikön alku ja loppu	Lasketut poikki- leikkaukset	Penger- korkeus [m]	Täyte, maan- pinta - x [m]	Laskennassa käytetyt pehmeikön maalajit	Maakerrosten paksuudet [m]		Pehmeikön paksuus yhteensä [m]	Laskennassa käytettyjä leikkaus- lujuuksia [kPa]	Junakuorma		Varmuuskerroin (ilman vastapenkerettä) F	Varmuuskerroin (vastapenkeröiden kanssa) F	
					Turve	Savi/Siltti/ Lieju			[kN/m]	[kPa] b=2,5 m			
Misi-Isokylä													
p3													
1024+120	1024+240	5	4	Tv/ Tv vastap.	5		5	10/25/40		60	24,0	1,15	
										80	32,0	1,13	
										88	35,2	1,12	
										106	42,4	1,11	
1024+250										120	48,0	1,10	
p5													
1024+930	1025+140	3	3	Tv/ Tv vastap.	5	1	5	7/15/25/40		60	24,0		1,52
										80	32,0		1,48
										88	35,2		1,46
										106	42,4		1,43
1025+150										120	48,0		1,41
p19													
1035+630	1035+680	4	3	Tv/ Tv vastap.	4	1	4	8/16/30/40		60	24,0		1,27
										80	32,0		1,25
										88	35,2		1,24
										106	42,4		1,22
1035+650										120	48,0		1,20
p44													
1053+520	1053+640	3	3	Tv/ Tv vastap.	3	2	5	7/25/32/40	2/4	60	24,0		1,38
										80	32,0		1,35
										88	35,2		1,34
										106	42,4		1,31
1053+700										120	48,0		1,30



## MUISTIO

### Kolarin kaivoshankkeet -selvityksen päivitys

Liikenteelliset tarkastelut

#### Tausta ja tavoitteet

Työn tavoitteena oli päivittää keväällä 2008 valmistunut Kolarin kaivoshankkeet -selvityksen liikenteellinen osio viimeisimpiä liikennöintinäkemymiä vastaavaksi. Alkuperäisessä selvitystyössä tutkittiin kuuden erilaisen liikennöintiskenaarion kannattavuutta. Nämä skenaarit poikkesivat toisistaan etupäässä kuljetusten reitityksen osalta. Näiden lisäksi tarkasteltiin myös tavaraliikenteen kilpailukykyä edistävien toimenpiteiden kannattavuutta sähköistyksen ja akselipainon noston osalta.

Päivitystyölle määritettiin myös kuusi erilaista tarkasteluvaihtoehtoa. Tarkoituksena oli selvittää etupäässä erilaisten akselipainojen sekä erilaisten liikkuvan kaluston mitoituksien vaikutusta liikennöintiin ja sitä kautta ratainfrastruktuurin kehittämiseen. Tarkastellut vaihtoehdot olivat seuraavia:

- VE7: akselipaino 22,5 t ja liikkuvan kaluston nauhakuorma 10 t/m
- VE8: akselipaino 22,5 t ja liikkuvan kaluston nauhakuorma 12 t/m
- VE9: akselipaino 25 t ja liikkuvan kaluston nauhakuorma 10 t/m
- VE10: akselipaino 25 t ja liikkuvan kaluston nauhakuorma 12 t/m
- VE11: akselipaino 30 t ja liikkuvan kaluston nauhakuorma 10 t/m
- VE12: akselipaino 30 t ja liikkuvan kaluston nauhakuorma 12 t/m

Reittivaihtoehtoina tarkasteltiin sekä kaikkien kuljetusten (13 Mt) ohjaamista Kemiin että vaihtoehtoa, jossa puolet kuljetuksista ohjataan Kemiin (6,6 Mt) ja puolet Ouluun (6,6 Mt). Kaikille edellä mainituille vaihtoehdoille tehtiin liikenteelliset suunnitelmat. Liikenteelliset suunnitelmat tehtiin sillä tarkkuudella, että niiden tuloksia voidaan käyttää yhteiskuntataloudellisten kustannusten lähtötietoina. Suunnitelmien pohjalta määritettiin eri vaihtoehtojen edellyttämä ratainfrastruktuuri ja sen alustavat kustannukset. Varsinaiset yhteiskuntataloudelliset laskelmat tehdään erillisessä projektissa.

Tämän työn rinnalla tehtiin myös erillisselvityksissä tarkasteluja akselipainon sekä liikkuvan kaluston nauhakuorman korottamisen vaikutuksesta pohjarakenne-, silta- ja rumpukustannuksiin. Tähän työhön on koottu näiden selvityksen tulokset ja päivitetty alkuperäisen selvityksen kustannusyhteenvedoja viimeisimpiä tietoja vastaaviksi.

#### Junamäärän laskenta

Työn aluksi määritettiin edellä mainittujen vaihtoehtojen mukaiset maksimijunakokoonpanot ja laskettiin niiden avulla vaihtoehtojen edellyttämät vuorokausittaiset junamäärät vuosittaisen kuljetustavoitteen saavuttamiseksi.

Laskentaperiaatteena käytettiin vastaavia kuin alkuperäisessä selvityksessä. Liikennöintipäiviä oletettiin olevan viikossa kuusi ja liikennöintiviikkoja vuodessa 50. Lisäksi jokaisen junan ei oletettu olevan lastattu maksimiarvoon saakka, vaan täyttöasteeseen laskettiin 20 % pelivara.

Junamäärän laskenta on tehty olettaen, että junan maksimipituus on 750 m. Vetokalustona on kaikissa vaihtoehdoissa oletettu olevan kaksi IORE-veturia (Ruotsin Malmabanilla käytetty kokoonpano). Vauuston lähtökohtana on Ruotsin Malmabanilla käytössä oleva Fammoor-vaunu. Vaunujen pituudet on eri

vaihtoehtoissa laskettu suoraviivaisesti sallitun nauhakuorman mukaisesti. Vaunun taarapainosta on oletettu 50 % olevan kiinteää ja 50 % riippuvan pituudesta.

Junien vaunumäärä on määritetty siten, että vuosikuljetustavoite saavutetaan. Jos tarkasteltu nauhakuorma-akselipainoyhdistelmä edellyttää joka tapauksessa 10 junaparia vuorokaudessa, on vaunumäärä pyritty sovittamaan siten, etteivät kokoonpanot sisällä ylimää räisiä vaunuja. Tällöin eri vaihtoehtoista määrittävät liikennöintikustannukset eivät ole vertailukelpoisia. Tämän vuoksi kaikki tarkastellut kokoonpanot eivät ole maksimipituisia.

Edellä mainituista tehtyjen laskelmien tulokset on esitetty oheisessa taulukossa.

*Taulukko 1. Junamäärän laskenta eri tarkasteluvaihtoehtoilla.*

Lähtökohdat	12 t/m - 300 kN	10 t/m - 300 kN	12 t/m - 250 kN	10 t/m - 250 kN	12 t/m - 225 kN	10 t/m - 225 kN
Vaunupaino (kuorma) [t]	98,6	96,8	80,6	78,9	71,5	70,0
Vaunupaino (taara) [t]	21,4	23,2	19,4	21,1	18,5	20,0
Vaunupaino (yht) [t]	120,0	120,0	100,0	100,0	90,0	90,0
Vaunun pituus [m]	10,3	12,0	8,3	10,0	7,5	9,0
Nauhakuorma t/m	11,65	10,00	12,00	10,00	12,00	10,00
Vaunuja /juna	67	54	81	66	81	75
Junapaino [t]	8 040	6 480	8 100	6 600	7 290	6 750
Kuormapaino/juna [t]	6 606	5 227	6 529	5 207	5 792	5 250
Junapareja /vrk	8	10	8	10	9	10
Päiviä vuodessa	300	300	300	300	300	300
Kuljetusmäärä/vuosi [t]	15 854 880	15 681 600	15 668 640	15 622 200	15 637 050	15 750 000
Varmuusvara	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
Max. Kuljetusmäärä/vuosi [t]	13 212 400	13 068 000	13 057 200	13 018 500	13 030 875	13 125 000

Akselipaino [t]	30,0	30,0	25,0	25,0	22,5	22,5
Liikennepikan pituus [m]	750	750	750	750	750	750
Mitoittava junapaino [t]	-	-	-	-	-	-
Vetokalusto	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE
Vetokaluston pituus [m]	50	50	50	50	50	50
Koko junan pituus [m]	740	698	725	710	658	725

Kuten taulukko osoittaa, kaikissa vaihtoehtoissa tarvittava vuorokausittainen junamäärä vaihtelee 8–10 kuormajunan välillä. Yhden kuormajunan sisältämä vaunumäärä vaihtelee merkittävästi 54 vaunusta aina 81 vaunuun saakka. Mitä korkeammat akselipainot ja mitä suuremmat nauhakuormat, sitä tehokkaampaa on liikennöinti ja sitä kautta kalustotarve vähäisempi.

### Aikataulutarkastelut

Junamäärälaskentojen perusteella laadittiin kuusi erilaista aikataulurakennetta. Suunnitellut rakenteet olivat seuraavia:

- 8 junaparia Kemiin
- 9 junaparia Kemiin
- 10 junaparia Kemiin
- 4 junaparia Kemiin ja 4 Ouluun
- 4 junaparia Kemiin ja 5 Ouluun
- 5 junaparia Kemiin ja 5 Ouluun

Kaikki edellä mainitut suunnitelmat tehtiin alkuperäisen Kolarin selvityksen lähtökohtien mukaisesti. Jokaiseen rakenteen pohjana on POSU-selvityksen mukainen ennusteliikenne vuodelle 2015 ja kaivosliikenne on sovitettu sen päälle. Tarvittavien perusjunien lisäksi kaivosliikenteeseen on lisäksi sisällytetty



yksi lisäjunapari mahdollisten häiriöiden purkuun. Mukana ovat myös kaavaillut Talvivaaran kalkkijunat vertailukelpoisuuden säilyttämiseksi alkuperäisen Kolarin selvityksen kanssa.

Tehtyjen tarkastelujen raitainfrastruktuurin lähtökohtana käytettiin alkuperäisen selvityksen 6,8 Mt kuljetusten edellyttämää infrastruktuuria, koska kyseisen tarkastelun vuorokausittaiset junamäärät vastasivat melko tarkalleen tässä työssä tarkasteltavia liikennemääriä. Kyseinen liikenne edellyttää kahdeksan uuden liikennepaikan rakentamista, olemassa olevien liikennepaikkojen jatkamista sekä suojastuksen tihentämistä Kemi–Kolari-välillä. Lisäksi Ajoksen ja Kemin välille on rakennettava uusi kohtauspaiikka, rata Veitsiluodon ja Kemin välillä siirrettävä uuteen käytävään ja varustettava toisella raiteella ja sekä kaivokselle että satamaan on rakennettava uudet ratapihat.

Ouluun liikennöitäessä on edellä mainittujen lisäksi rakennettava kaksi uutta liikennepaikkaa sekä laajennettavia olemassa olevia. Lisäksi Oulun tavararatapihalle on kaivosjunille toteutettava uusi reitti ja kohtaushmahdollisuus sekä Oritkarin satamaan uusi tulo- ja lähtöraite.

Laadituista aikataulurakenteista määritettiin kaivosjunien keskimääräiset matka-ajat eri vaihtoehtoisissa. Matka-ajat on esitetty taulukossa 2 ja laaditut aikataulugrafiikat liitteessä 1.

Taulukko 2. Matka-ajat [h:min] eri tarkasteluvaihtoehtoisilla.

Lähtökohdat	12 t/m - 300 kN	10 t/m - 300 kN	12 t/m - 250 kN	10 t/m - 250 kN	12 t/m - 225 kN	10 t/m - 225 kN
Äkäsjoki-Kemi	4:05	4:12	4:05	4:12	4:09	4:12
Äkäsjoki-Oulu	6:54	6:55	6:54	6:55	6:47	6:55
Äkäsjoki-Kemi (½ Ouluun)	4:08	4:17	4:08	4:17	4:13	4:17

Keskimääräisissä matka-ajoissa ei ole merkittäviä hajontoja eri vaihtoehtojen kesken ja ne vastaavat varsin hyvin alkuperäisen selvityksen arvoja. Tämä osoittaa sen, että lähtökohtana käytetty raitinfra on välityskyvyn osalta riittävä kaikissa tarkastelluissa vaihtoehtoisissa.

## Kalustotarpeen tarkastelut

Kalustotarve eri vaihtoehtoisilla määritettiin liitteen 1 graafisten aikataulujen sekä taulukon 1 vaunumäärien perusteella. Lähtökohtana kalustonkierron suunnittelulle käytettiin, että vaunun lastausaika kaivoksella on minimissään 60 min ja purkuaika satamassa 75 min (kaivosyhtiön määrittelemät arvot). Pääsääntöisesti suunnittelussa pyrittiin noin 2–3 tunnin lastaus- ja purkuaikoihin. Kaluston lähtöolettamuksina pidettiin sitä, että jokaisella vaunustolla on oma veturiparinsa (2\*IORE)

Tarvittavat vaunusto- ja vaunumäärät on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Kalustotarve eri tarkasteluvaihtoehtoisilla.

Lähtökohdat	12 t/m - 300 kN	10 t/m - 300 kN	12 t/m - 250 kN	10 t/m - 250 kN	12 t/m - 225 kN	10 t/m - 225 kN
Kalustotarve Kemiin [vaunustoa]	5	7	5	7	6	7
Vaunumäärä Kemiin [vaunuja]	335	378	405	462	486	525
Kalustotarve Ouluun [vaunustoa]	4	5	4	5	5	5
Vaunumäärä Ouluun [vaunuja]	268	270	324	330	405	375
Kalustotarve Kemiin, ½ Ouluun	3	5	3	5	4	5
Vaunumäärä Kemiin, ½ Ouluun	201	270	243	330	324	375
Kalustotarve yht Kemi+Oulu	7	10	7	10	9	10
Vaunumäärä yht Kemi+Oulu	469	540	567	660	729	750

Kemiin liikennöitäessä veturitarve vaihtelee 10–14 kappaleeseen ja vaunutarve 335–525 kappaleeseen eri akselipainosta sekä nauhakuormasta riippuen. Mitä korkeammat akselipainot ja mitä suuremmat nauha-

kuormat, sitä tehokkaampaa on liikennöinti ja sitä kautta kalustotarve vähäisempi. Liikennöitäessä puolet kuljetuksista Ouluun veturitarve kasvaa 14–20 kappaleeseen sekä vaunutarve aina 469–750 kappaleeseen vaihtoehdon mukaan.

### **Yhteenvedo liikenteellisistä tarkasteluista ja välityskykykustannuksista**

Alkuperäiseen Kolarin kaivoshankkeet -selvitykseen nähden akselipainoja ja liikkuvan kaluston nauha-kuormia korottamalla saavutetaan merkittäviä hyötyjä liikenteen näkökulmasta. Mitä korkeammaksi edellä mainittuja arvoja korotetaan, sen tehokkaampaa on liikennöinti. Kemiin liikennöitäessä tarvittava vuorokausittainen junamäärä alenee alkuperäisen selvityksen perusvaihtoehdon 15 junaparista 8 junapariin vuorokaudessa. Samalla kuljetusten hoitoon tarvittava vaunumäärä alenee 550 vaunusta 335 vaunuun. Myös muilla tarkastelluilla vaihtoehdoilla saavutettavat hyödyt ovat selkeitä, mutta suuruusluokaltaan jonkin verran vähäisempiä.

Samalla kun liikennöintitehokkuus kasvaa, vähenee välityskykyinvestointien tarve. Kaikissa tarkastelluissa vaihtoehdoissa tarvitaan uusia liikennepaikkoja Kemi–Kolari-osuudelle kuusi kappaletta vähemmän kuin alkuperäisessä perusvaihtoehdossa. Samanaikaisesti myös raidetarve tulatorapihoilla satamissa sekä kaivoksella pienenee.

Myös Kemin eteläpuolelle liikennöitäessä liikennepaikkatarve pienenee. Kemi–Oulu-välille tarvitaan liikennepaikkoja kaksi vähemmän kuin alkuperäisessä perusvaihtoehdossa.

Ajoksen satamaan Kemissä, Oritkarin satamaan Oulussa sekä Äkäsjoen kuormauspaikalle tarvitaan raiteita vähemmän kuin alkuperäisessä selvityksessä. Puskuriraiteiden tarve putoaa näissä kaikissa kohteissa viidestä kolmeen.

Tässä työssä ei tehty yksityiskohtaista teknistä suunnittelua välityskykykustannusten määrittämiseksi, vaan kustannukset laskettiin karkeasti raidemäärien suhteilla arvioiden. Muutokset alkuperäisen selvityksen välityskykyinvestointeihin ja päivitettyt välityskykyinvestoinnit ovat seuraavia:

#### **Kemin vaihtoehto (VE 7–12):**

▪ Äkäsjoen ratapiha	15 - 3 M€	= 12 M€
▪ Välityskyky Kemi–Äkäsjoki	40 - 15 M€	= 25 M€
▪ Välityskyky Ajos–Äkäsjoki ja satamaratapiha	38 - 3 M€	= 35 M€

#### **Kemin + Oulun vaihtoehto (VE 7–12):**

▪ Äkäsjoen ratapiha	15 - 3 M€	= 12 M€
▪ Välityskyky Kemi–Äkäsjoki	40 - 15 M€	= 25 M€
▪ Välityskyky Ajos–Äkäsjoki ja satamaratapiha	38 - 3 M€	= 35 M€
▪ Välityskyky Oulu–Kemi	11 - 3 M€	= 8 M€
▪ Välityskyky Oritkari–Oulu ja satamaratapiha	28 - 3 M€	= 25 M€



**VAIHTOEHTO 1****Kemiin 13,1 Mt/vuosi**

<b>Perusvaihtoehto YHTEENSÄ</b>	<b>116 600 000</b>
VE 7 kustannusvähennys perusvaihtoehtoon	-18 700 000
VE 8 kustannusvähennys perusvaihtoehtoon	-16 400 000
VE 9 lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	5 900 000
VE 10 lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	6 900 000
VE 11 lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	60 500 000
VE 12 lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	62 100 000
Sähköistyksen lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	50 400 000

**Kemin vaihtoehtojen kustannukset**

<b>Perusvaihtoehto</b>	<b>8 t / m</b>	<b>10 t / m</b>	<b>12 t / m</b>
Päällysrakenne	3 000 000	3 000 000	3 000 000
Äkäsjoen liikennepaikka	15 000 000	12 000 000	12 000 000
Välityskyky Kemi-Äkäsjoen	40 000 000	25 000 000	25 000 000
Sillat	5 000 000	5 000 000	5 000 000
Rummut	500 000	500 000	500 000
Pohjavahvistus	15 500 000	17 825 000	20 150 000
Välityskyky Kemi-Ajos	37 600 000	34 600 000	34 600 000
<b>Yht.</b>	<b>116 600 000</b>	<b>97 925 000</b>	<b>100 250 000</b>

<b>250 kN</b>	<b>8 t / m</b>	<b>10 t / m</b>	<b>12 t / m</b>
Välityskykyinvestoinnit		-21 000 000	-21 000 000
Rumpujen jatkaminen	200 000	200 000	200 000
Penkereen levittäminen	14 000 000	14 000 000	14 000 000
Siltojen parannus	5 730 000	5 730 000	5 730 000
Pohjanvahvistus	6 100 000	7 015 000	7 930 000
<b>Yht.</b>	<b>26 030 000</b>	<b>5 945 000</b>	<b>6 860 000</b>

<b>300 kN</b>	<b>8 t / m</b>	<b>10 t / m</b>	<b>12 t / m</b>
Välityskykyinvestoinnit		-21 000 000	-21 000 000
Rumpujen jatkaminen	7 940 000	7 940 000	7 940 000
Penkereen levittäminen	41 700 000	41 700 000	41 700 000
Siltojen parannus	19 780 000	19 780 000	19 780 000
Pohjanvahvistus	10 540 000	12 121 000	13 702 000
<b>Yht.</b>	<b>79 960 000</b>	<b>60 541 000</b>	<b>62 122 000</b>

**Kilpailukykyyn kehittäminen - sähköistys**

Sähköistys	47 000 000
Kemi-Ajos sähköistys	3 400 000
<b>Yht.</b>	<b>50 400 000</b>



**VAIHTOEHTO 2****Kemiin 6,6 Mt/vuosi ja Ouluun 6,6 Mt/vuosi**

<b>Perusvaihtoehto YHTEENSÄ</b>	<b>156 300 000</b>
<b>VE 7 kustannusvähennys perusvaihtoehtoon</b>	<b>-24 600 000</b>
<b>VE 8 kustannusvähennys perusvaihtoehtoon</b>	<b>-22 100 000</b>
<b>VE 9 lisäkustannukset perusvaihtoehtoon</b>	<b>17 400 000</b>
<b>VE 10 lisäkustannukset perusvaihtoehtoon</b>	<b>18 600 000</b>
<b>VE 11 lisäkustannukset perusvaihtoehtoon</b>	<b>108 300 000</b>
<b>VE 12 lisäkustannukset perusvaihtoehtoon</b>	<b>110 400 000</b>
<b>Sähköistyksen lisäkustannukset perusvaihtoehtoon</b>	<b>53 100 000</b>

**Kemin vaihtoehtoon kustannukset, kun puolet kuljetuksista Ouluun**

<b>Perusvaihtoehto</b>	<b>8 t / m</b>	<b>10 t / m</b>	<b>12 t / m</b>
Päällysrakenne	3 000 000	3 000 000	3 000 000
Äkäsjoen liikennepaikka	15 000 000	12 000 000	12 000 000
Välityskyky Kemi-Äkäsjoki	40 000 000	25 000 000	25 000 000
Sillat	5 000 000	5 000 000	5 000 000
Rummut	500 000	500 000	500 000
Pohjavahvistus	15 500 000	17 825 000	20 150 000
Välityskyky Kemi-Ajos	37 600 000	34 600 000	34 600 000
<b>Yht.</b>	<b>116 600 000</b>	<b>97 925 000</b>	<b>100 250 000</b>

<b>250 kN</b>	<b>8 t / m</b>	<b>10 t / m</b>	<b>12 t / m</b>
Välityskykyinvestoinnit		-21 000 000	-21 000 000
Rumpujen jatkaminen	200 000	200 000	200 000
Penkereen levittäminen	14 000 000	14 000 000	14 000 000
Siltojen parannus	5 730 000	5 730 000	5 730 000
Pohjanvahvistus	6 100 000	7 015 000	7 930 000
<b>Yht.</b>	<b>26 030 000</b>	<b>5 945 000</b>	<b>6 860 000</b>

<b>300 kN</b>	<b>8 t / m</b>	<b>10 t / m</b>	<b>12 t / m</b>
Välityskykyinvestoinnit		-21 000 000	-21 000 000
Rumpujen jatkaminen	7 940 000	7 940 000	7 940 000
Penkereen levittäminen	41 700 000	41 700 000	41 700 000
Siltojen parannus	19 780 000	19 780 000	19 780 000
Pohjanvahvistus	10 540 000	12 121 000	13 702 000
<b>Yht.</b>	<b>79 960 000</b>	<b>60 541 000</b>	<b>62 122 000</b>

**Kilpailukyvyyn kehittäminen - sähköistys**

Sähköistys	47 000 000
Kemi-Ajos sähköistys	3 400 000
	<b>50 400 000</b>



Oulun vaihtoehdon kustannukset, kun puolet kuljetuksista Kemiin

Perusvaihtoehto	8 t / m	10 t / m	12 t / m
Välityskyky Oulu-Kemi	11 190 000	8 190 000	8 190 000
Oulu-Oritkari	27 700 000	24 700 000	24 700 000
Pohjavahvistus	800 000	920 000	1 040 000
Yht.	39 690 000	33 810 000	33 930 000

250 kN	8 t / m	10 t / m	12 t / m
Välityskykyinvestoinnit		-6 000 000	-6 000 000
Rumpujen jatkaminen	300 000	300 000	300 000
Penkereen levittäminen	10 000 000	10 000 000	10 000 000
Siltojen parannus	4 855 000	4 855 000	4 855 000
Pohjanvahvistus	2 000 000	2 300 000	2 600 000
Yht.	17 155 000	11 455 000	11 755 000

300 kN	8 t / m	10 t / m	12 t / m
Välityskykyinvestoinnit		-6 000 000	-6 000 000
Rumpujen jatkaminen	3 480 000	3 480 000	3 480 000
Penkereen levittäminen	30 000 000	30 000 000	30 000 000
Siltojen parannus	16 255 000	16 255 000	16 255 000
Pohjanvahvistus	3 500 000	4 025 000	4 550 000
Yht.	53 235 000	47 760 000	48 285 000

Kilpailukyvyn kehittäminen - sähköistys

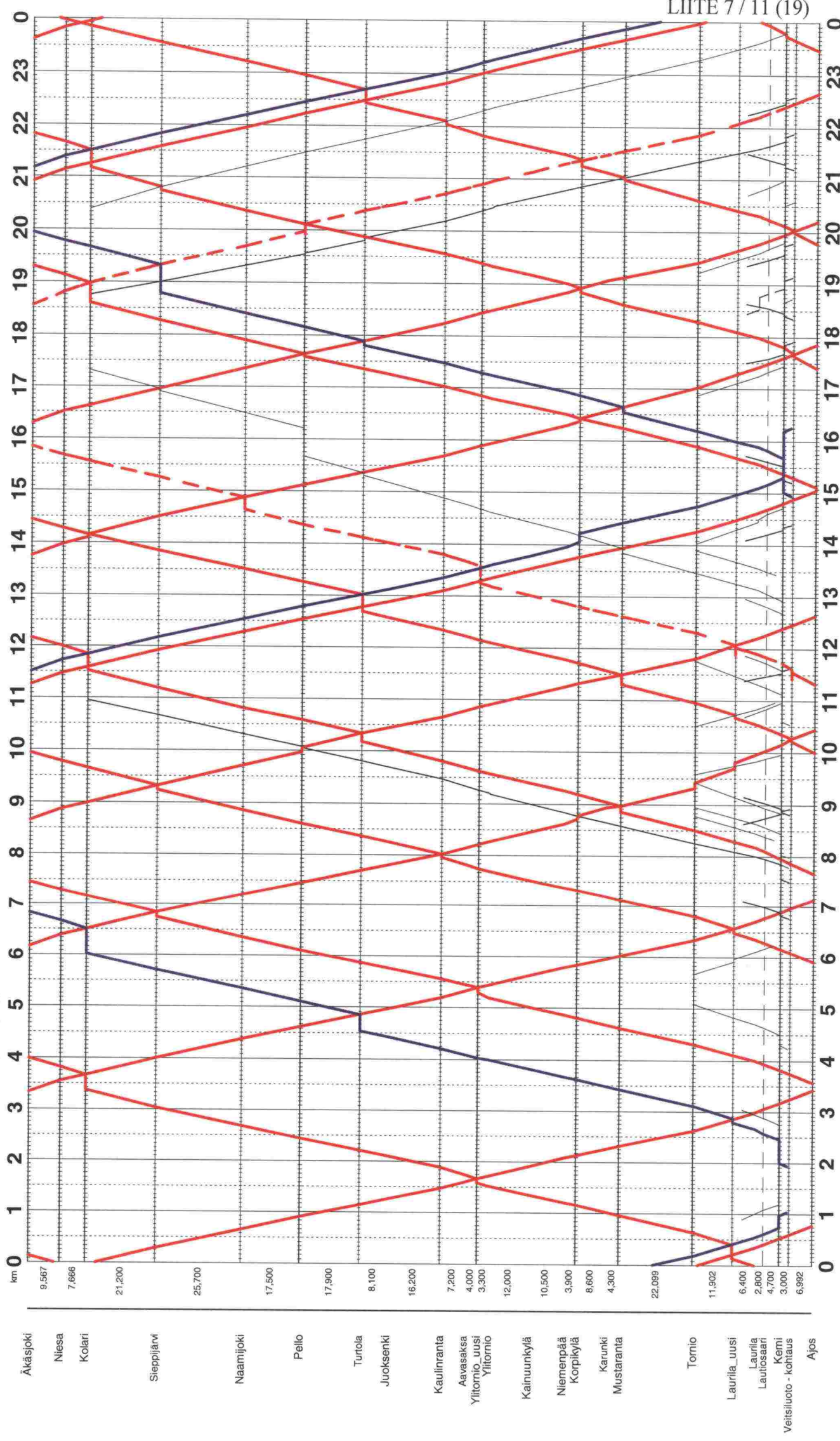
Oulu-Oritkari sähköistys	2 200 000
Kemi-Oulu sähköistys	500 000
	2 700 000

KUSTANNUSYHTEENVETO ERI VAIHTOEHDOSTA

	VE 1	VE 2
	Kem 13,1 Mt	Kem 6,6 Mt, Oul 6,6 Mt
Perusvaihtoehto YHTEENSÄ	116 600 000 €	156 300 000 €
VE 7 (225 kN 10 t/m) kustannusvähennys perusvaihtoehtoon	-18 700 000 €	-24 600 000 €
VE 8 (225 kN 12 t/m) kustannusvähennys perusvaihtoehtoon	-16 400 000 €	-22 100 000 €
VE 9 (250 kN 10 t/m) lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	5 900 000 €	17 400 000 €
VE 10 (250 kN 12 t/m) lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	6 900 000 €	18 600 000 €
VE 11 (300 kN 10 t/m) lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	60 500 000 €	108 300 000 €
VE 12 (300 kN 12 t/m) lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	62 100 000 €	110 400 000 €
Sähköistyksen lisäkustannukset perusvaihtoehtoon	50 400 000 €	53 100 000 €



Timetable Period: , Day(s): Friday, Day Type: <all>



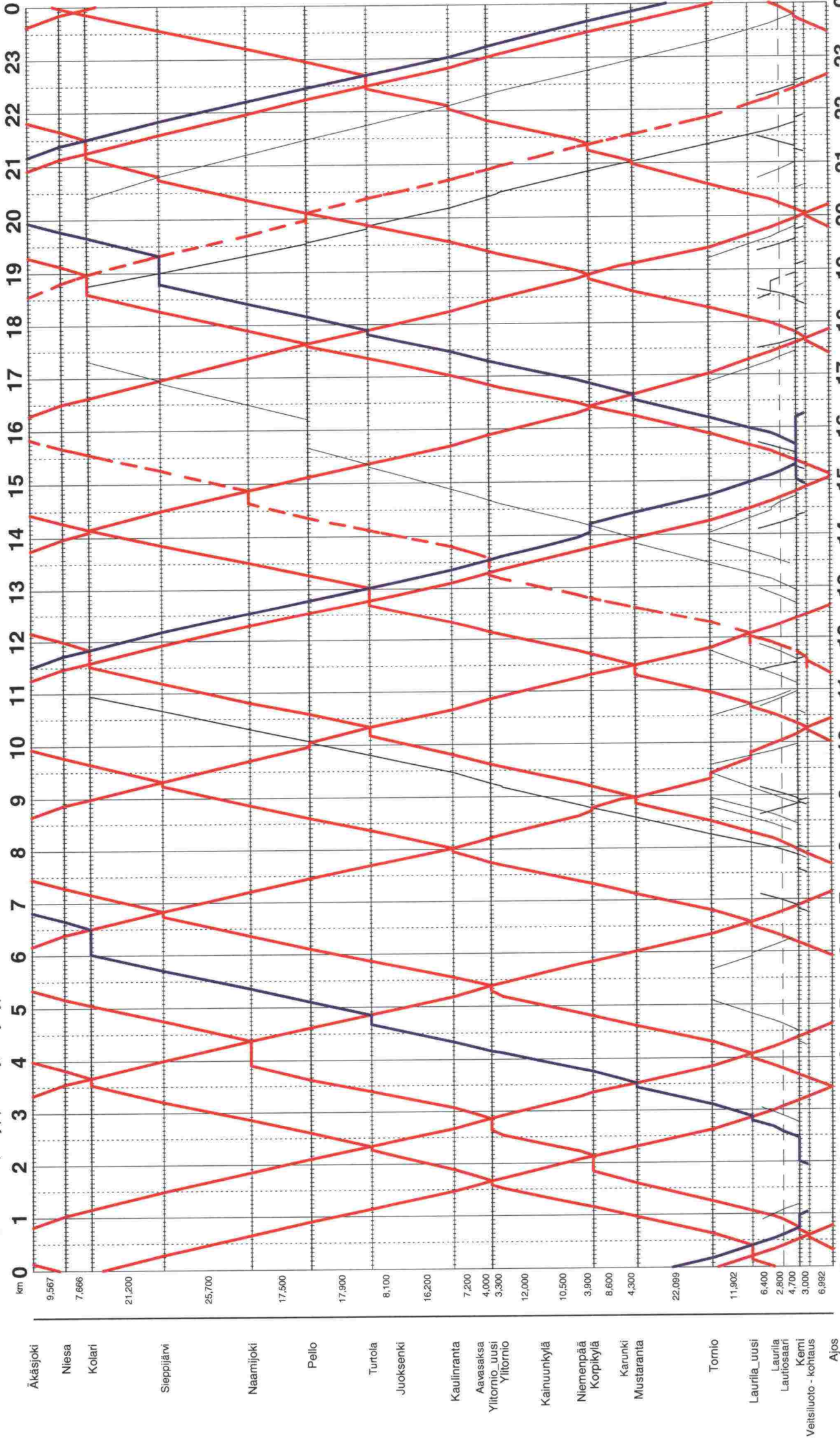


KEMKLIJAJ: Kemi-Kolari-Äkäsjoki

Kolarin kaivoshankkeet - päivitys 9+1 junaparia Äkäsjoki-Ajos

Timetable Period: , Day(s): Friday, Day Type: <all>

LIITE 7 / 12 (19)

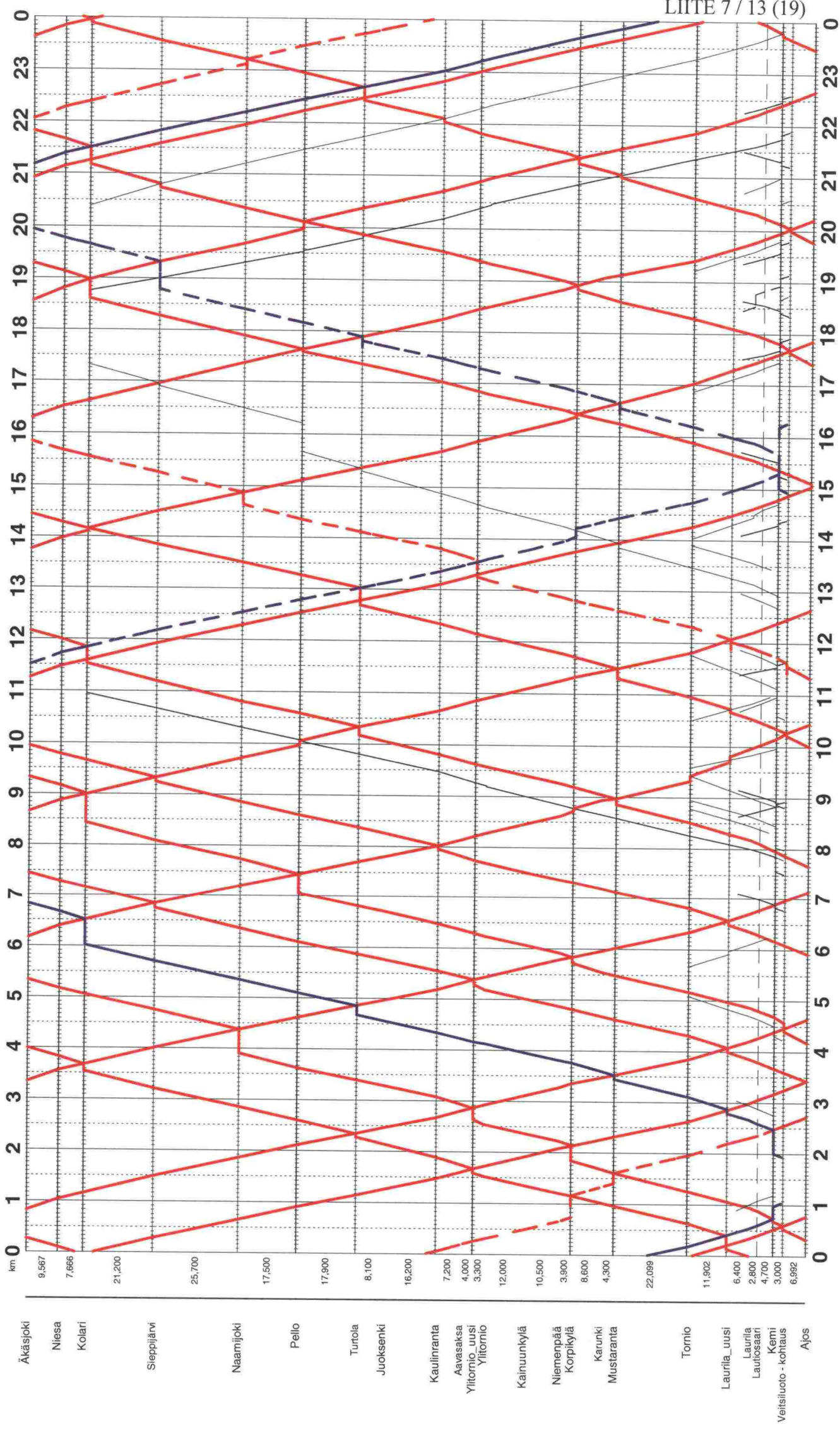




KEMKLIAJ: Kemi-Kolari-Äkäsjoki

Timetable Period: , Day(s): Friday, Day Type: <all>

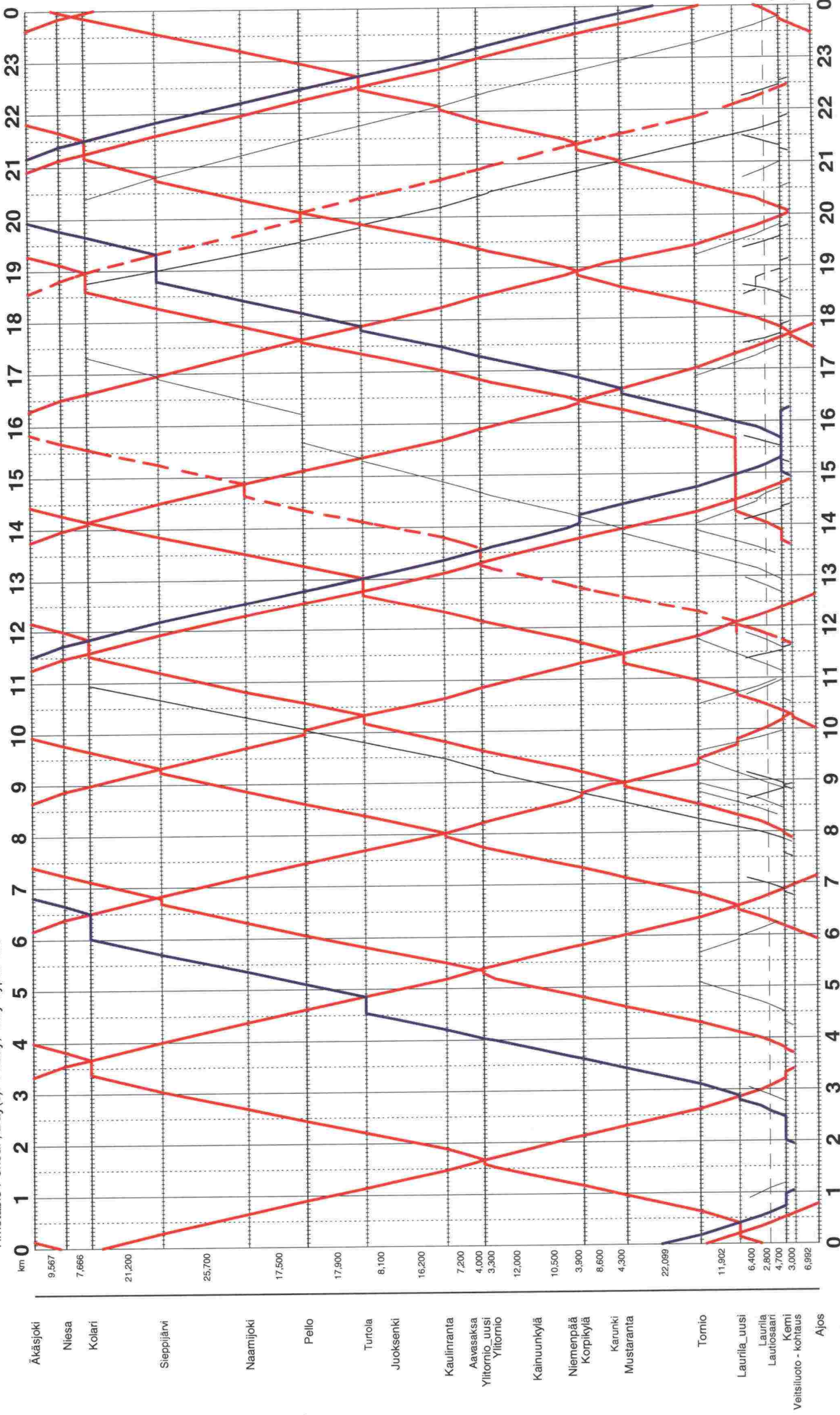
Kolarin kaivoshankkeet - päivitys 10+1 junaparia Äkäsjoki-Ajos





KEMKLIJAJ: Kemi-Kolari-Äkäsjoki

Timetable Period: , Day(s): Friday, Day Type: <all>

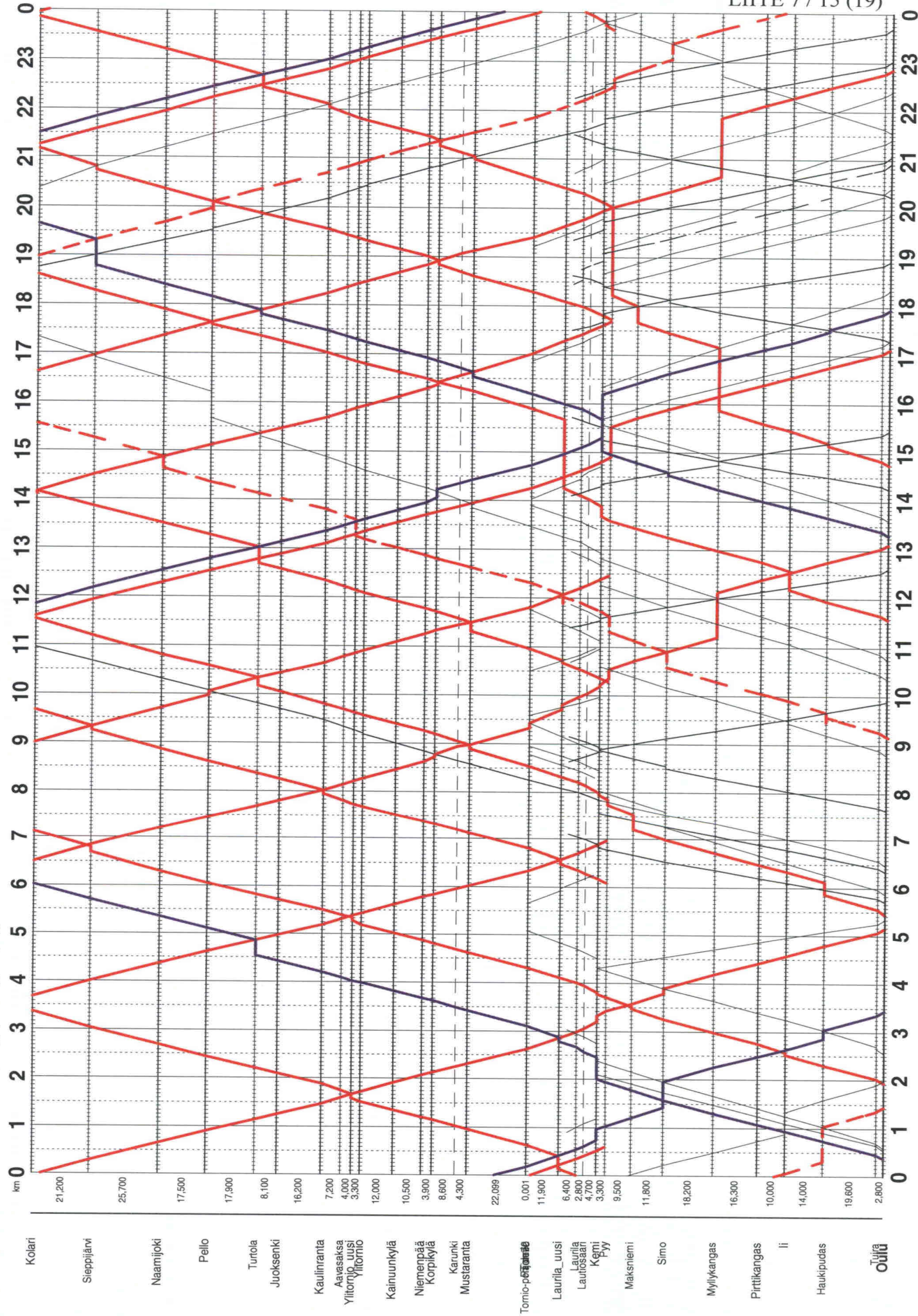




# OLKLi: Oulu-Kolari

Timetable Period: , Day(s): Friday, Day Type: <all>

Kolarin kaivosshankkeet - 4/4+1 junaparia Äkäsjoki-Ajos/Oritkari

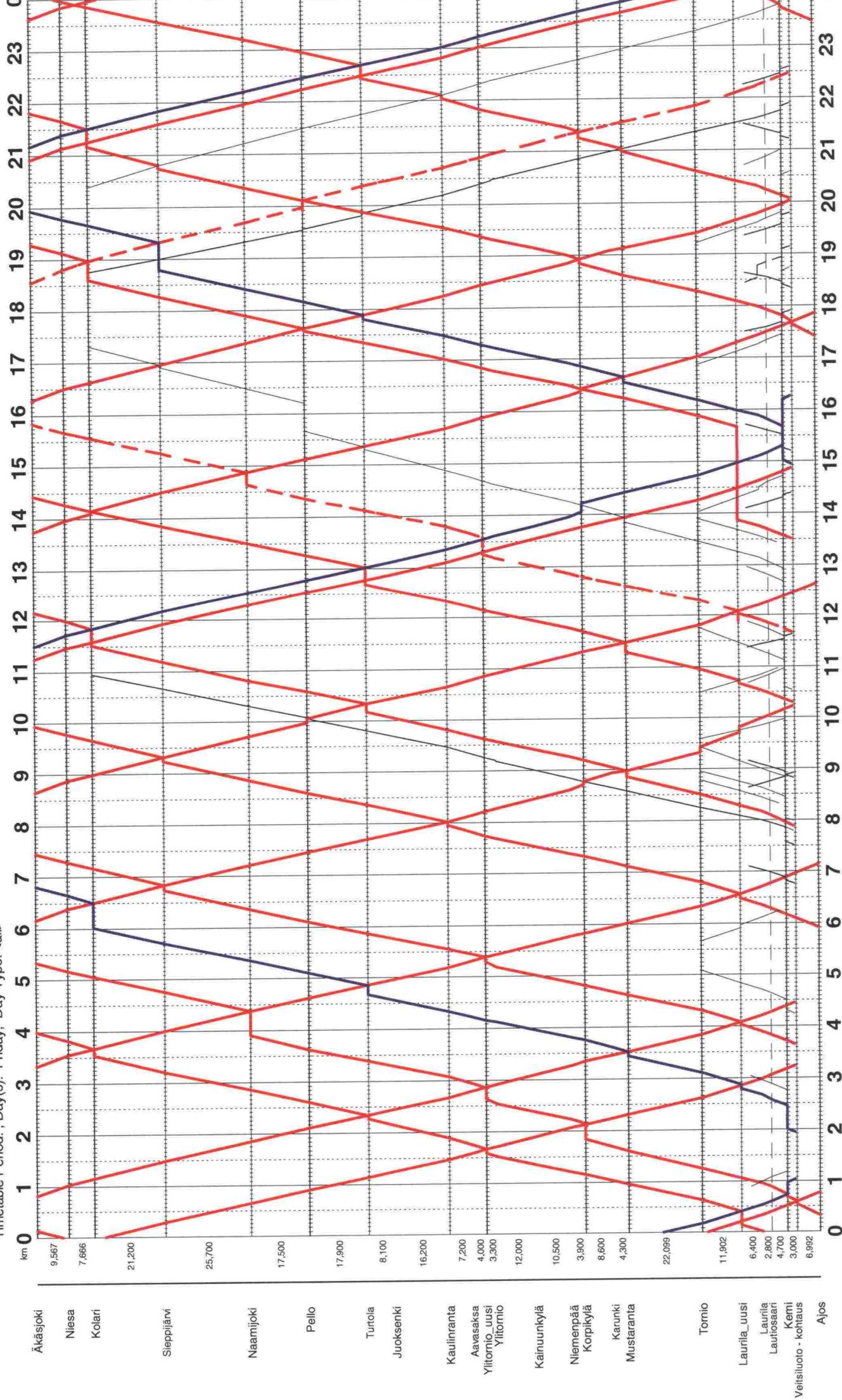




KEMKLIJAJ: Kemi-Kolari-Äkäsjoki

Kolarin kaivoshankkeet - 4/5+1 junaparia Äkäsjoki-Ajos/Oritkari

Timetable Period.: Day(s): Friday, Day Type: <all>

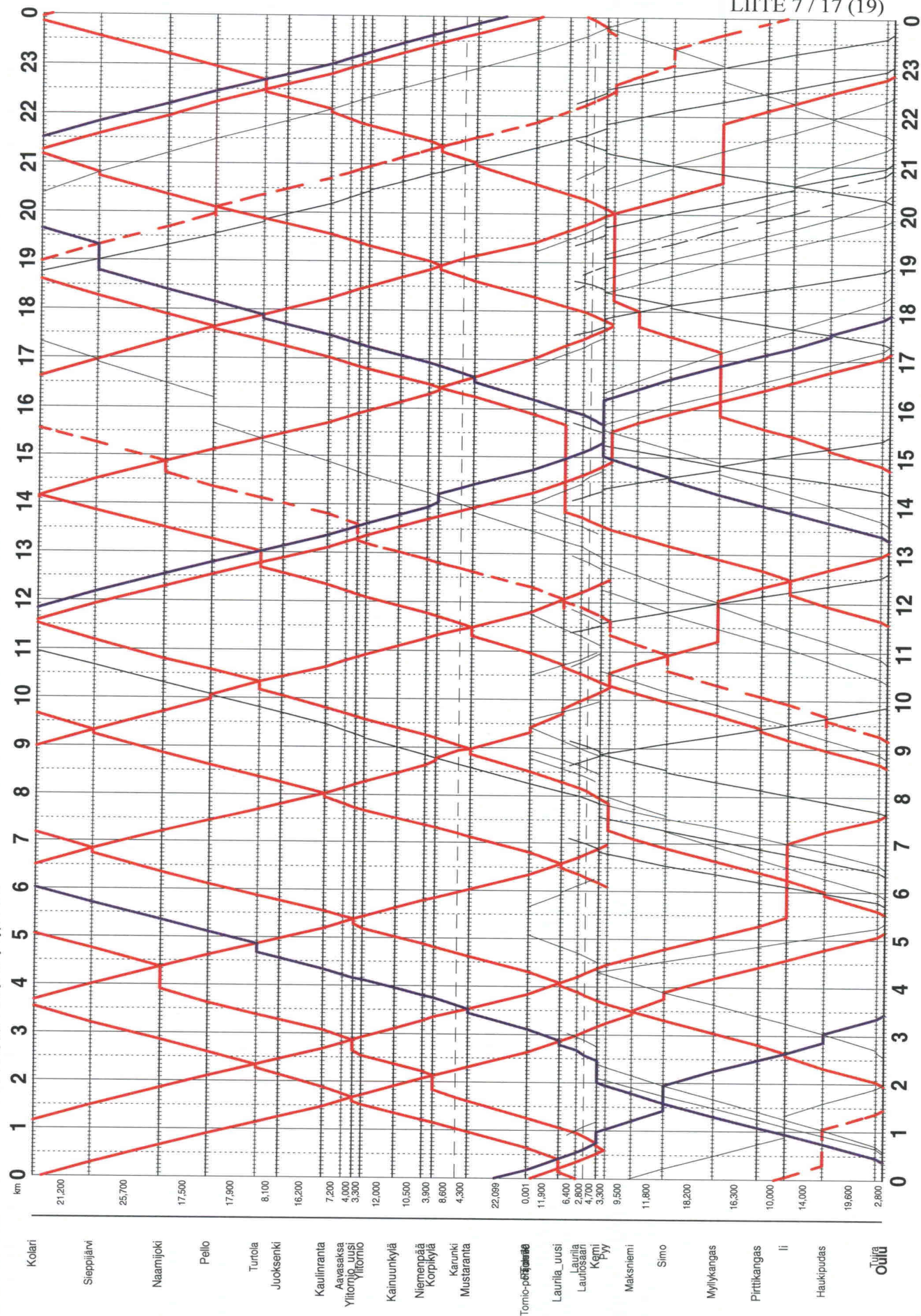




# OLKLi: Oulu-Kolari

Timetable Period: , Day(s): Friday, Day Type: <all>

Kolarin kaivoshankkeet - 4/5+1 junaparia Äkäsjoki-Ajos/Oritkari



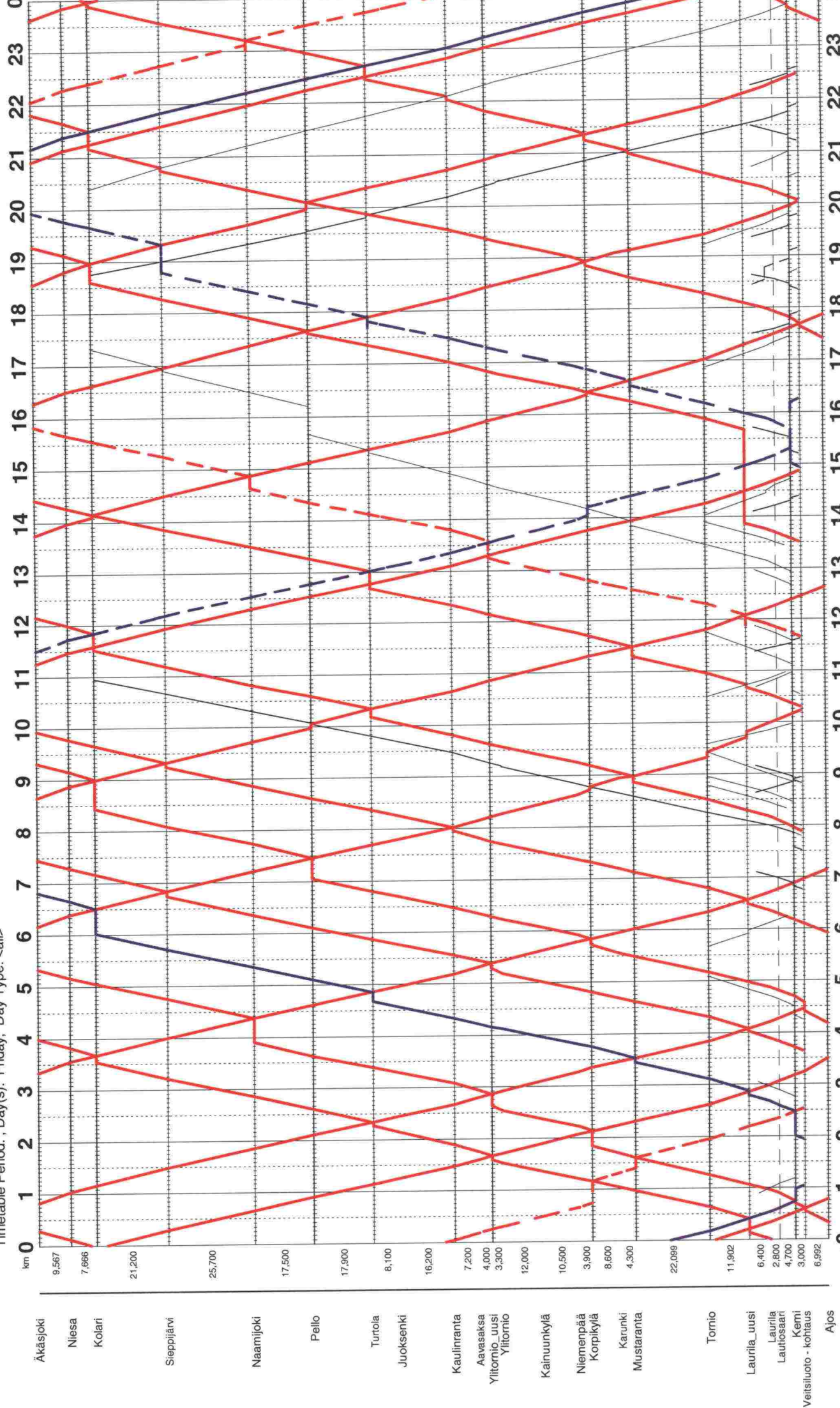
LIITE 7 / 17 (19)



Kolarin kaivoshankkeet - 5/5+1 junaparia Äkäsjoki-Ajos/Oritkari

KEMKLIJAJ: Kemi-Kolari-Äkäsjoki

Timetable Period: , Day(s): Friday, Day Type: <all>

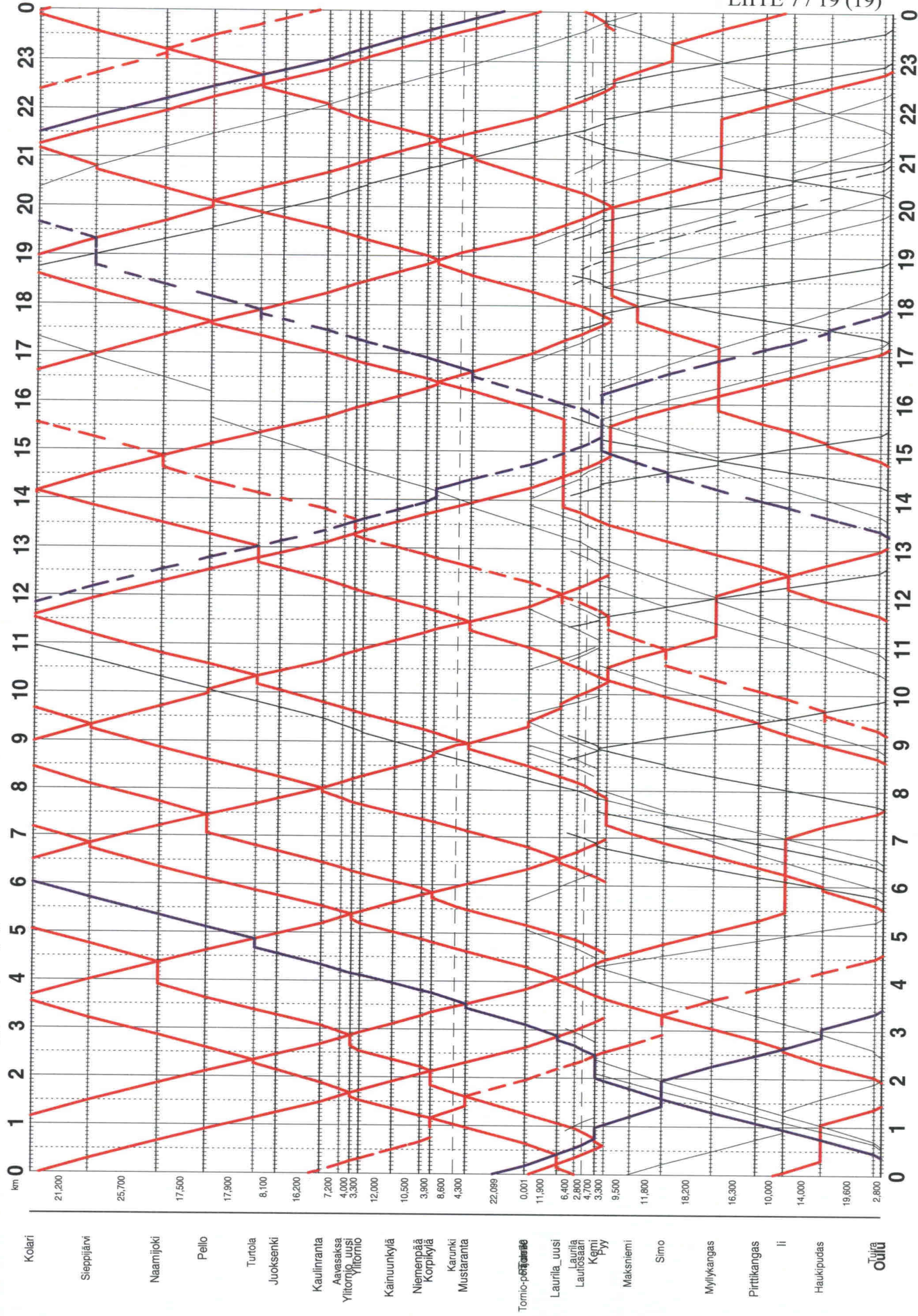




# OLKLi: Oulu-Kolari

Timetable Period: , Day(s): Friday, Day Type: <all>

Kolarin kaivoshankkeet - 5/5+1 junaparia Äkäsjoki-Ajos/Oritkari



LIITE 7 / 19 (19)

## **Kolarin seudun kaivoshankkeet**

### **Rautatiekuljetusjärjestelmien yhteiskuntataloudelliset lisätarkastelut**

Loppuraportti 23.1.2009



RATAHALLINTOKESKUS  
BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN





## ESIPUHE

Tämä selvitys käsittelee Kolariin ja Ruotsin Pajalaan suunnitellun kaivoshankkeen rautatiekuljetusten vaihtoehtoisten kuljetusjärjestelmin taloudellisia vaikutuksia kuljetusten kustannuksiin sekä kuljetusjärjestelmien edellyttämien investointien yhteiskuntataloudellista kannattavuutta. Tarkasteltavat kuljetusjärjestelmät eroavat toisistaan suurimman sallitun akselipainon ja vaunun nauhakuorman perusteella.

Selvityksessä käytetyt investointikustannukset sekä junien ja kaluston ominaisuudet perustuvat erillisiin Oy VR-Rata Ab:n selvityksiin.

Tämän selvityksen on tehnyt Ratahallintokeskuksen toimeksiannosta DI Pekka Iikkanen Ramboll Finland Oy:stä.

Tammikuussa 2009

Ratahallintokeskus

## SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO .....	3
2.	Rautatiekuljetusten reitti- ja kuljetusjärjestelmävaihtoehdot.....	4
2.1.	Kuljetusjärjestelmät .....	4
2.2.	Tarkasteltavat reitit .....	4
3.	Kuljetussuoritteet ja -kustannukset.....	6
4.	Kehittämismvaihtoehtojen yhteiskuntataloudellinen kannattavuus.....	9
5.	JOHTOPÄÄTÖKSET .....	14



## 1. JOHDANTO

Kolarissa ja Ruotsin Pajalassa on suunniteltu avattavaksi kanadalaisen kaivosyhtiön Northland Resources toimesta kaivos. Kaivoksesta louhittava malmi on tarkoitus rikastaa ja pelletoida Rautuvaarassa, josta pelletti kuljettaisiin maailmanmarkkinoille Perämeren satamien kautta. Kaivostoiminnan ja kuljetusten on tarkoitus käynnistä vuonna 2009. Kuljettavan rikasteen määrän arvioidaan nousevan 13,1 miljoonaan tonniin vuonna 2014. Vaihtoehtoisina Suomen satamina esillä ovat olleet Kemin Ajos, Oulu, Kokkola, Raahe ja Tornion Röyttä.

Suunnitteluun 13,1 miljoonan tonnin kuljetusmäärän hoitaminen rautateitse Kolarista Kemiin tai johonkin muuhun Perämeren satamaan edellyttäisi käynnissä olevan Kolarila-Laurila-radan peruskorjauksen lisäksi radan merkittävää välityskyvyn lisäystä esimerkiksi kohtausraiteita lisäämällä. Lisäksi tulisi varmistua myös kuljetusketjun muiden vaiheiden eli satamatoimintojen sekä merikuljetuksen toimivuudesta ja kustannustehokkuudesta.

Kaivoksen kuljetuksiin liittyvien rata, satama- ja meriväyläinvestointien arviointia ja päätöksentekoa varten tarvitaan monipuolisia arvioita kaivoksen kuljetusten reittivaihtoehtoista, niiden edellyttämistä infrastruktuuri-investoinneista, kuljetuskustannuksista ja investointien yhteiskuntataloudellisesta kannattavuudesta.

Tämän selvityksen tavoitteena oli arvioida Kemin ja Oulun eri satamien kautta tapahtuvien rautatiekuljetusten kustannuksia erilaisissa kuljetusjärjestelmävaihtoehtoissa. Tarkasteltavia kuljetusjärjestelmän muuttujia ovat sähkövedon käyttömahdollisuus, akselipaino ja vaunun nauhakuorma. erityisesti on haluttu arvioida nauhakuorman noston taloudellisia vaikutuksia. Suomessa on nykyisin vaunukalustoa koskeva nauhakuormarajoitus 8 tonnia/metri, kun esimerkiksi Ruotsin malmiradalla sallitaan 12 tonnin vaunu-kuorma/metri.

## 2. RAUTATIEKULJETUSTEN REITTI- JA KULJETUSJÄRJESTELMÄVAIHTOEHDOT

### 2.1. Kuljetusjärjestelmät

#### Vertailuvaihtoehto

Kaikkia kehittämisvaihtoehtoja vertaillaan vertailuvaihtoehtoon, jossa Kolarin rataa ei ole sähköistetty, suurin sallittu akselipaino 225 kN ja vaunun nauhakuorma 8 tonnia/metri. Junan kokonaispaino on 5000 tonnia. Junan vedossa käytetään kolmea dieselveturia. Vertailuvaihtoehdon muut ominaisuudet on esitetty taulukossa 1.

#### Kehittämisvaihtoehdot

Tarkasteltavissa kuljetusjärjestelmän kehittämisvaihtoehtoisissa kuljetusreitit ovat sähköistettyjä. Junan vedossa käytetään kahta sähköveturia (esim. IORE). Vertailuvaihtoehdot 2, 4 ja 6 perustuvat kevään 2008 selvitykseen. Näissä vaunun nauhakuorma on 8 tonnia/metri. Kehittämisvaihtoehtoisissa 7–12 nauhakuorma on 10 tai 12 tonnia/metri.

Vaihtoehdot ovat seuraavat:

- VE 2:** sähköveto, junapaino 6000 t, 225 kN akselipaino, nauhakuorma 8 tonnia
- VE 4:** sähköveto, junapaino 6000 t, akselipaino 250 kN, nauhakuorma 8 tonnia
- VE 6:** sähköveto, junapaino 6000 t, akselipaino 300 kN, nauhakuorma 8 tonnia
- VE 7:** sähköveto, 225 kN akselipaino, nauhakuorma 10 tonnia/metri
- VE 8:** sähköveto, 225 kN akselipaino, nauhakuorma 12 tonnia/metri
- VE 9:** sähköveto, 250 kN akselipaino, nauhakuorma 10 tonnia/metri
- VE 10:** sähköveto, 250 kN akselipaino, nauhakuorma 12 tonnia/metri
- VE 11:** sähköveto, 300 kN akselipaino, nauhakuorma 10 tonnia/metri
- VE 12:** sähköveto, 300 kN akselipaino, nauhakuorma 12 tonnia/metri

Kehittämisvaihtoehtojen muut ominaisuudet on esitetty taulukossa 1.

### 2.2. Tarkasteltavat reitit

Kuljetusjärjestelmiä vertaillaan kahden eri reittivaihtoehdon osalta, jotka ovat:

1. Kaikki kuljetukset (13,1 milj. tonnia) Kemin kautta
2. Kuljetuksista puolet (6,55 milj. tonnia) hoidetaan Kemin ja puolet Oulun sataman kautta.



Taulukko 1. Junien ominaisuudet lisätarkasteluissa (koskee vain Kemin ja Oulun kuljetuksia), kun rikastevaunun nauhakuorma on 10–12 tonnia/metri.

	Vertailu- vaihtoehto	VE 2 8 t/m 225 kN	VE 4 8 t/m - 250 kN	VE 6 8 t/m - 300 kN	VE 7 10 t/m - 225 kN	VE 8 12 t/m - 225 kN	VE 9 10 t/m - 250 kN	VE 10 12 t/m - 250 kN	VE 9 10 t/m - 300 kN	VE 12 12 t/m - 300 kN
Vaunun kuormapaino [t]	68,0	68,0	78,0	95,0	70,0	71,5	78,9	80,6	96,8	98,6
Vaununpaino (taara) [t]	22,0	22,0	22,0	25,0	20,0	18,5	21,1	19,4	23,2	21,4
Vaununpaino (yht) [t]	90,0	90,0	100,0	120,0	90,0	90,0	100,0	100,0	120,0	120,0
Vaunun pituus [m]	12,5	12,5	12,5	15,0	9,0	7,5	10,0	8,3	12,0	10,3
Nauhakuorma t/m	7,20	7,20	8,00	8,00	10,00	12,00	10,00	12,00	10,00	11,65
Vaunuja /juna	55	55	55	46	75	81	66	81	54	67
Junapaino [t]	4 950	4 950	5 500	5 520	6 750	7 290	6 600	8 100	6 480	8 040
Kuormapaino/juna [t]	3 740	3 740	4 290	4 370	5 250	5 792	5 207	6 529	5 227	6 606
Junapareja /vrk	15	15	13	13	10	9	10	8	10	8
Akselipaino [t]	22,5	22,5	25,0	30,0	22,5	22,5	25,0	25,0	30,0	30,0
Mitoittava liikennepaikan pituus [m]	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750
Mitoittava junapaino [t]	5 000	6 000	6 000	6 000	-	-	-	-	-	-
Vetokalusto	3*Dr16	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE	2*IORE
Vetokaluston pituus [m]	54	50	50	50	50	50	50	50	50	50
Koko junan pituus [m]	742	738	738	740	725	658	710	725	698	740
Keskim. matka-aika Äkäsjö- ki-Kemi [h:min]	4:31	4:20	4:20	4:20	4:12	4:09	4:12	4:05	4:12	4:05
Keskim. matka-aika Äkäsjö- ki-Oulu [h:min]	7:31	7:19	7:19	7:19	6:55	6:47	6:55	6:54	6:55	6:54

3. KULJETUSSUORITTEET JA -KUSTANNUKSET

Kustannusten laskentaperusteet

Rautatiekuljetusten kustannukset arvioitiin soveltaen Banverketin tavarajunien liikennöintikustannusten mallia. Mallissa liikennöintikustannukset jaetaan matkan pituudesta ja matka-ajasta riippuvaisiin kustannuksiin seuraavasti:

- 1) matkan pituudesta riippuvat kustannukset (€/junakm): =  $A_1 \cdot \text{veturien määrä} + a_1 \cdot \text{lastattujen vaunujen lkm} + a_2 \cdot \text{tyhjien vaunujen lkm}$ , jossa

$A_1$  on veturin yksikkökustannus (€/km)  
 $a_1$  on lastatun vaunun yksikkökustannus (€/km)  
 $a_2$  on tyhjän vaunun yksikkökustannus (€/km)

- 2) Matka-ajasta riippuvat kustannukset: =  $B_1 \cdot \text{veturien määrä} + b \cdot \text{vaunujen lkm}$ , jossa

$B_1$  on veturin yksikkökustannus (€/tunti)  
 $b$  on vaunun yksikkökustannus (€/tunti)

Laskelmissa käytetyt tarkistettut yksikkökustannukset ovat:

$A_1$ , dieselveturi	2,80 €/km
$A_1$ , sähköveturi	2,25 €/km
$B_1$ , dieselveturi (junassa 3 veturia)	171,3 €/tunti
$B_1$ , sähköveturi (junassa 2 veturia)	183 €/tunti
$a_1$	0,175 €/km
$a_2$	0,124 €/km
$b$	2,25 €/tunti

Yksikkökustannukset ovat varsinkin veturikilometrikustannusten osalta suurempia kuin keväällä 2008 tehdyssä selvityksessä. Yksikkökustannukset eivät sisällä ratamaksua.

Suoritteet

Vuosisuoritteet laskettiin taulukon 1 tietoihin perustuen laskelmalla ensin yhden edestä-kaisen junamatkan suoritteet ja kertomalla nämä luvulla, joka on vuotuisten kokonais-tonnien (13,1 milj. tonnia) ja junassa kuljettavien tavaratonnien välinen suhdeluku.

Yhteiskuntataloudelliset kustannukset

Kehittämisvaihtoehtoja koskevat liikennöintikustannukset, päästökustannukset sekä näissä kustannuksissa saavutettavat säästöt vertailuvaihtoehtoon nähden on esitetty tau-lukoissa 2–3.



Taulukko 2. Vuosisuoritteet ja vuosikustannukset (ilman ratamaksua), kun kaikki kuljetukset hoidetaan Kemin kautta.

	VE 0+	VE 2	VE 4	VE 6	VE 7	VE 8	VE 9	VE 10	VE 11	VE 12
	225 kN, 8 t/m	225 kN, 8 t/m	250 kN, 8 t/m	300 kN, 8 t/m	225 kN, 10 t/m	225 kN, 12 t/m	250 kN, 10 t/m	250 kN, 12 t/m	300 kN, 10 t/m	300 kN, 12 t/m
<b>Vuosisuoritteet</b>										
vaunukilometrit, lastatut	45276275	45272059	39467949	32405263	43978571	43055944	39017744	38194789	31802686	31222110
vaunukilometrit, tyhjä	45276275	45272059	39467949	32405263	43978571	43055944	39017744	38194789	31802686	31222110
veturikilometrit	4939230	3292513	2870396	2817849	2345524	2126219	2364712	1886162	2355755	1864007
vaunutunnit	1733985	1733824	1444359	1185895	1572000	1520699	1394677	1327337	1136777	1116024
veturitunnit	94581	63048	52522	51561	41920	37548	42263	32774	42103	33314
<b>Kustannukset (M€)</b>										
vaunukilometrit, lastatut	7,9	7,9	6,9	5,7	7,7	7,5	6,8	6,7	5,6	5,5
vaunukilometrit, tyhjä	5,6	5,6	4,9	4,0	5,5	5,3	4,8	4,7	3,9	3,9
veturikilometrit	13,8	7,4	6,5	6,3	5,3	4,8	5,3	4,2	5,3	4,2
vaunutunnit	3,9	3,9	3,2	2,7	3,5	3,4	3,1	3,0	2,6	2,5
veturitunnit	16,2	11,5	9,6	9,4	7,7	6,9	7,7	6,0	7,7	6,1
<b>Yhteensä</b>	<b>47,4</b>	<b>36,4</b>	<b>31,1</b>	<b>28,1</b>	<b>29,6</b>	<b>27,9</b>	<b>27,9</b>	<b>24,6</b>	<b>25,1</b>	<b>22,1</b>
€/tonni	3,6	2,8	2,4	2,1	2,3	2,1	2,1	1,9	1,9	1,7
<b>Päästökustannukset (M€)</b>										
	2,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
<b>Yhteensä (M€)</b>	<b>49,7</b>	<b>36,6</b>	<b>31,4</b>	<b>28,4</b>	<b>29,9</b>	<b>28,2</b>	<b>28,1</b>	<b>24,9</b>	<b>25,3</b>	<b>22,4</b>
<b>Säästöt (M€)</b>		13,0	18,3	21,3	19,8	21,5	21,6	24,8	24,3	27,3

Taulukko 3. Vuosisuoritteet ja vuosikustannukset (ilman ratamaksua), kun puolet kuljetuksista hoidetaan Kemin ja puolet Oulun kaut-  
ta.

	VE 0+	VE 2	VE 4	VE 6	VE 7	VE 8	VE 9	VE 10	VE 11	VE 12
	225 kN, 8 t/m	225 kN, 8 t/m	250 kN, 8 t/m	300 kN, 8 t/m	225 kN, 10 t/m	225 kN, 12 t/m	250 kN, 10 t/m	250 kN, 12 t/m	300 kN, 10 t/m	300 kN, 12 t/m
<b>Vuosisuoritteet</b>										
vaunukilometrit, lastatut	54906520	54904412	47865385	38592938	53335714	52216783	47319392	46321340	38569215	37865112
vaunukilometrit, tyhjät	54906520	54904412	47865385	38592938	53335714	52216783	47319392	46321340	38569215	37865112
veturikilometrit	5989802	3993048	3481119	3037310	2844571	2578607	2867842	2287474	2856979	2260604
vaunutunnit	2311845	2279015	1948205	1568764	2080405	1990123	1845733	1771834	1504425	1463876
veturitunnit	126101	82873	70844	61265	55477	49139	55931	43749	55719	43698
<b>Kustannukset (M€)</b>										
vaunukilometrit, lastatut	9,6	9,6	8,4	6,8	9,3	9,1	8,3	8,1	6,7	6,6
vaunukilometrit, tyhjät	6,8	6,8	5,9	4,8	6,6	6,5	5,9	5,7	4,8	4,7
veturikilometrit	16,7	10,3	8,9	7,7	6,4	5,8	6,4	5,1	6,4	5,1
vaunutunnit	5,2	5,1	4,4	3,5	4,7	4,5	4,1	4,0	3,4	3,3
veturitunnit	21,6	14,6	12,4	10,8	10,2	9,0	10,2	8,0	10,2	8,0
<b>Yhteensä</b>	<b>60,0</b>	<b>46,4</b>	<b>40,1</b>	<b>33,6</b>	<b>37,2</b>	<b>34,9</b>	<b>35,0</b>	<b>31,0</b>	<b>31,5</b>	<b>27,7</b>
€/tonni	4,6	3,5	3,1	2,6	2,8	2,7	2,7	2,4	2,4	2,1
<b>Päästökustannukset (M€)</b>	<b>2,7</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>
<b>Yhteensä (M€)</b>	<b>62,7</b>	<b>46,7</b>	<b>40,4</b>	<b>33,9</b>	<b>37,5</b>	<b>35,2</b>	<b>35,3</b>	<b>31,3</b>	<b>31,9</b>	<b>28,0</b>
<b>Säästöt (M€)</b>		<b>16,0</b>	<b>22,3</b>	<b>28,8</b>	<b>25,2</b>	<b>27,5</b>	<b>27,4</b>	<b>31,4</b>	<b>30,8</b>	<b>34,6</b>



#### 4. KEHITTÄMISVAIHTOEHTOJEN YHTEISKUNTATALOUDELLINEN KANNATTAVUUS

Kehittämismvaihtoehtojen kannattavuudet arvioitiin hyöty-kustannusanalyysiä (HK-analyysissä) käyttäen. Hyödyt laskettiin yhtä suurina 30 vuoden ajalta ja diskontattiin 5 %:n laskentakorkoa käyttäen oletettuun hankkeen avaamisvuoteen. Rakennusaikaisten korkojen laskennassa rakennusaikana käytettiin kahta vuotta. Sähköistyksen ja juna-kuormaerojen vaikutusta radan kunnossapitokustannuksissa ei otettu huomioon. Investointien jäännösarvona on käytetty 25 % rakennuskustannuksista. Jäännösarvo on HK-laskelmassa sisällytetty hyötyihin (jäännösarvo on muiden hyötyjen ja kustannusten tapaan diskontattu avaamisvuoteen).

Kannattavuuslaskelmissa investointikustannuksena käytettiin kehittämismvaihtoehtodon aiheuttamaa lisäkustannusta vertailuvaihtoehtoon nähden. Investointikustannukset on esitetty taulukoissa 4–5.

**Taulukko 4. Vertailuvaihtoehtodon ja kehittämismvaihtoehtojen kustannukset, kun kaikki kuljetukset hoidetaan Kemin sataman kautta (lähde: VR-Rata).**

Vaihtoehto	Investoinnit (M€)	Lisäkustannus vertailuvaihtoehtoon nähden (M€)
Vertailuvaihtoehto	116,6	-
VE 2, 8 t/m, 225 kN	167,0	50,4
VE 4, 8 t/m, 250 kN	193,0	76,4
VE 6, 8 t/m, 300 kN	247,0	130,4
VE 7, 10 t/m, 225 kN	148,3	31,7
VE 8, 12 t/m, 225 kN	150,6	34,0
VE 9, 10 t/m, 250 kN	172,9	56,3
VE 10, 12 t/m, 250 kN	173,9	57,3
VE 11, 10 t/m, 300 kN	227,5	110,9
VE 12, 12 t/m, 300 kN	229,1	112,5

**Taulukko 5. Vertailuvaihtoehtodon ja kehittämismvaihtoehtojen kustannukset, kun puolet kuljetuksista hoidetaan Kemin ja puolet Oulun sataman kautta (lähde: VR-Rata).**

Vaihtoehto	Investoinnit (M€)	Lisäkustannus vertailuvaihtoehtoon nähden (M€)
Vertailuvaihtoehto	156,3	-
VE 2, 8 t/m, 225 kN	209,4	53,1
VE 4, 8 t/m, 250 kN	252,6	96,3
VE 6, 8 t/m, 300 kN	342,6	186,3
VE 7, 10 t/m, 225 kN	184,8	28,5
VE 8, 12 t/m, 225 kN	187,3	31,0
VE 9, 10 t/m, 250 kN	226,8	70,5
VE 10, 12 t/m, 250 kN	228,0	71,7
VE 11, 10 t/m, 300 kN	317,7	161,4
VE 12, 12 t/m, 300 kN	319,8	163,5

Kaikkien reitti- ja kuljetusjärjestelmävaihtoehtojen kannattavuus on hyvä, sillä HK-suhteet ovat yli 2. Suurimmat HK-suhteet saatiin vaihtoehtoissa, joissa akselipaino on 225 kN ja vaunun metripaino joko 10 tai 12 tonnia metriä kohti. Kehittämisvaihtoehtojen HK-suhteiksi saatiin seuraavat:

1. Kaikki kuljetukset Kemin kautta:

VE 2 (225 kN, nauhakuorma 8 tonnia):	3,5
VE 4 (250 kN, nauhakuorma 8 tonnia):	3,3
VE 6 (300 kN, nauhakuorma 8 tonnia):	2,2
VE 7 (225 kN nauhakuorma 10 tonnia/metri):	8,4
VE 8 (225 kN nauhakuorma 12 tonnia/metri):	8,5
VE 9 (250 kN nauhakuorma 10 tonnia/metri):	3,8
VE 10 (250 kN, nauhakuorma 12 tonnia/metri):	4,3
VE 11 (300 kN, nauhakuorma 10 tonnia/metri):	2,5
VE 12 (300 kN, nauhakuorma 12 tonnia/metri):	2,8

2. Puolet kuljetuksista Kemin ja puolet Oulun kautta:

VE 2 (225 kN, nauhakuorma 8 tonnia):	4,1
VE 4 (250 kN, nauhakuorma 8 tonnia):	3,1
VE 6 (300 kN, nauhakuorma 8 tonnia):	2,1
VE 7 (225 kN nauhakuorma 10 tonnia/metri):	11,9
VE 8 (225 kN nauhakuorma 12 tonnia/metri):	11,9
VE 9 (250 kN nauhakuorma 10 tonnia/metri):	3,8
VE 10 (250 kN, nauhakuorma 12 tonnia/metri):	4,3
VE 11 (300 kN, nauhakuorma 10 tonnia/metri):	2,2
VE 12 (300 kN, nauhakuorma 12 tonnia/metri):	2,5

Kannattavuuslaskelmat on esitetty taulukoissa 6–7.

### Reittien vertailu

Reittejä ja kehittämisvaihtoehtoja voidaan vertailla keskenään ratainvestointien ja liikennöintikustannusten nykyarvojen summan perusteella. Vertailussa ratainvestoinnit on jaettu tasaisesti viiden vuoden ajalle ja liikennöintikustannukset on laskettu 30 vuoden ajalta. Ratainvestoinneissa ovat mukana kaikki taulukoissa 4–5 esitetyt kehittämisvaihtoehtojen edellyttämät investoinnit.

Tällaisen vertailun perusteella selvästi edullisimpia ovat vaihtoehdot, joissa kuljetukset hoidetaan keskitetysti Kemin sataman kautta ja joissa vaunun nauhakuorma on 12 tonnia metriä kohti. Tällä metripainolla edullisin on vaihtoehto, jossa akselipaino on 250 kN (VE 10). 300 kN:n akselipainolla ja 12 tonnin metripainolla kustannukset muodostuvat hieman suuremmiksi.

Kuljetusten hajautusvaihtoehdot (kuljetuksista puolet Oulun kautta) ovat kokonaiskustannuksiltaan selvästi kalliimpia. Pienimmillään ero (VE 8) vastaavaan Kemin vaihtoehtoon on 138 M€. Edullisimpien vaihtoehtojen (molemmissa reittivaihtoehtoissa VE 10) kustannusero on 144 M€ (taulukko 8).



Reittien käytön edellyttämällä aluskuljetusten kustannuksilla sekä meriväylä- ja satamainvestoinneilla ei ole merkitystä reittien edullisuuden suhteen. Nykyisin Kemiin ja Ouluun johtaa 10 metrin syvyinen meriväylä ja kuljetusmatka on molempiin satamiin yhtä pitkä (aluskustannukset ovat yhtä suuret). Oulun väylän syventäminen on selvästi kalliimpaa kuin Kemin väylän syventäminen. Esimerkiksi väylän syventäminen 12 metriä syväksi maksaa valtion osuudelta Oulun väylällä 45 M€ ja Kemin väylällä 18 M€. Oulun ja Kemin satamien edellyttämien satamainvestointien osalta ei ole olemassa vertailukelpoisia kustannusarvioita. Satamainvestointien ero reittien välillä ei voi kuitenkaan olla niin suuri, että sillä olisi merkitystä reittien väliseen edullisuuteen.

Taulukko 6. Kehittämisvaihtoehtojen kannattavuuslaskelmat, kun kaikki kuljetukset hoidetaan Kemin sataman kautta.

	VE 2	VE 4	VE 6	VE 7	VE 8	VE 9	VE 10	VE 11	VE 12
	225 kN, 8 t/m	250 kN, 8 t/m	300 kN, 8 t/m	225 kN, 10 t/m	225 kN, 12 t/m	250 kN, 10 t/m	250 kN, 12 t/m	300 kN, 10 t/m	300 kN, 12 t/m
Rakennuskustannukset	50,4	76,4	130,4	31,7	34	56,3	57,3	110,9	112,5
Rakennusaikaiset korot	7,6	11,5	19,6	4,8	5,1	8,4	8,6	16,6	16,9
Investointikustannukset yhteensä	58,0	87,9	149,9	36,5	39,1	64,7	65,9	127,5	129,4
Säästöjen nykyarvo	200,9	281,9	327,9	304,6	330,5	331,9	381,4	374,8	420,0
Jäännösarvo	2,9	4,4	7,6	1,8	2,0	3,3	3,3	6,4	6,5
Hyödyt yhteensä	203,8	286,3	335,5	306,4	332,5	335,2	384,7	381,3	426,6
HK-suhde	3,5	3,3	2,2	8,4	8,5	5,2	5,8	3,0	3,3

Taulukko 7. Kehittämisvaihtoehtojen kannattavuuslaskelmat, kun puolet kuljetuksista hoidetaan Kemin ja puolet Oulun sataman kautta.

	VE 2	VE 4	VE 6	VE 7	VE 8	VE 9	VE 10	VE 11	VE 12
	225 kN, 8 t/m	250 kN, 8 t/m	300 kN, 8 t/m	225 kN, 10 t/m	225 kN, 12 t/m	250 kN, 10 t/m	250 kN, 12 t/m	300 kN, 10 t/m	300 kN, 12 t/m
Rakennuskustannukset	53,1	96,3	186,3	28,5	31	70,5	71,7	161,4	163,5
Rakennusaikaiset korot	8,0	14,4	27,9	4,3	4,7	10,6	10,8	24,2	24,5
Investointikustannukset yhteensä	61,1	110,7	214,2	32,8	35,7	81,1	82,5	185,6	188,0
Säästöjen nykyarvo	246,0	342,8	442,9	387,6	422,9	421,3	482,9	474,4	533,6
Jäännösarvo	3,1	5,6	10,8	1,7	1,8	4,1	4,2	9,4	9,5
Hyödyt yhteensä	249,1	348,4	453,7	389,2	424,7	425,4	487,1	483,8	543,1
HK-suhde	4,1	3,1	2,1	11,9	11,9	5,2	5,9	2,6	2,9



Taulukko 8. Kehittämisvaihtoehtojen ratainvestointien ja liikennöintikustannusten nykyarvot kummassakin reittivaihtoehdossa.

Reitti	VE 2 225 kN, 8 t/m	VE 4 250 kN, 8 t/m	VE 6 300 kN, 8 t/m	VE 7 225 kN, 10 t/m	VE 8 225 kN, 12 t/m	VE 9 250 kN, 10 t/m	VE 10 250 kN, 12 t/m	VE 11 300 kN, 10 t/m	VE 12 300 kN, 12 t/m
<b>Kaikki Kemin kautta</b>									
Ratainvestoinnit	145	167	214	128	130	150	151	197	198
Liikennöintikustannukset	559	478	432	455	430	428	379	385	340
<b>Yhteensä</b>	<b>704</b>	<b>645</b>	<b>646</b>	<b>584</b>	<b>560</b>	<b>578</b>	<b>529</b>	<b>582</b>	<b>539</b>
<b>Puolet kuljetuksista Kemin ja puolet Oulun kautta</b>									
Ratainvestoinnit	181	219	297	160	162	196	197	275	277
Liikennöintikustannukset	713	616	516	571	536	538	476	485	426
<b>Yhteensä</b>	<b>894</b>	<b>835</b>	<b>813</b>	<b>731</b>	<b>698</b>	<b>734</b>	<b>674</b>	<b>760</b>	<b>703</b>

## 5. JOHTOPÄÄTÖKSET

Vaunun nauhakuorman nosto pienentää merkittävästi tarkasteltavien reittien välityskyninvestointien määrään junamäärän vähenemisen vuoksi. Toisaalta nauhapainon nosto lisää radan siltojen ja pohjanvahvistusten kustannuksia. Kehittämismuutosten lisäkustannukset ovat kullakin akselikuorman tasolla nauhakuorman suuruudesta riippumatta lähes yhtä suuret. Reiteittäin tarkasteltuna Kemin vaihtoehtojen rakennuskustannukset ovat vastaavia Kemin ja Oulun vaihtoehtoja 36–97 M€ kalliimpia.

Nauhakuorman ja akselipainon noston yhteisvaikutus liikennöintikustannuksiin on merkittävä. Liikennöitäessä sähkövedolla akselipainon nostolla 300 kN:iin ja nauhakuorman nostolla 12 tonniin/metri voidaan pienentää liikennöintikustannuksia noin 40 % 225 kN:in akselipainoon ja 8 tonnia/metri nauhakuormaan verrattuna. Hyöty sähköistämättömään vertailuvaihtoehtoon nähden on jopa 60 %.

Kaikki tarkasteltavat kuljetusjärjestelmän kehittämismuutokset ovat kannattavia (HK-suhteet olivat yli kaksi). Yhteiskunnan kokonaiskustannusten kannalta kustannustehokkaimmaksi osoittautuivat kuitenkin vaihtoehdot, joissa akselipaino on 225 kN ja nauhakuorma joko 10 tonnia tai 12 tonnia metri kohti

Hyöty-kustannusanalyysiin perustuva kustannustehokkuusluku ei yksin kuvaa vaihtoehtojen edullisuutta koko yhteiskunnan kannalta. HK-lukua paremmin edullisuutta kuvaa investointikustannusten ja liikennöintikustannusten nykyarvojen summa pitkältä 30 vuoden ajanjaksolta. Tällä tavoin arvioituna on kaikkien kuljetusten keskittäminen Kemin satamaan yhteiskunnan kannalta edullisinta. Kuljetusjärjestelmämuutoksista edullisimpia ovat ne, joissa vaunun metripaino on 12 tonnia ja akselipaino 250 kN. Vastaavalla metripainolla 300 kN:in akselipainovaihtoehto on kuitenkin vain hieman kalliimpi.



## RATAHALLINTOKESKUKSEN JULKAISUJA A-SARJASSA

- 1/2007 Akselipainon noston tekniset edellytykset ja niiden soveltuminen Luumäki–Imatra-rataosuudelle
- 2/2007 Radan kulumisen rajakustannukset 1997–2005
- 3/2007 Marginal Rail Infrastructure Costs in Finland 1997–2005
- 4/2007 Ratarakenteen kuormituksen määrittäminen stabiileittitarkasteluihin
- 5/2007 Pohjois-Suomen rataverkon tavaraliikenteen kehittäminen
- 6/2007 Suomen rataverkon tärinäselvitys. Kirjallisuuskatsaus ja tärinäkohteet vuosina 2000–2006
- 7/2007 Luvattomien radanyhteyksien välttäminen
- 8/2007 Maatutkatekniikan hyödyntäminen radan tukikerroksen kunnon arvioinnissa
- 9/2007 Markkinoilletulo ja rautatiemarkkinoiden muutos kotimaisen tavaraliikenteen avautuessa kilpailulle Suomessa
- 10/2007 Rautatieliikenne 2030 -suunnitelman liikenne-ennusteet
- 11/2007 Logistiikkakeskusten tie- ja ratayhteydet
- 1/2008 Aikataulusuunnittelu ja rautatieliikenteen täsmällisyys
- 2/2008 Rautatieliikenteen simuloinnin merkitys ratakapasiteettihakemusten yhteensovittamisessa
- 3/2008 Rautateiden liikkuvan kaluston kunnon valvonta runkoverkolla
- 4/2008 Raakapuukuljetusten tulevaisuuden haasteet
- 5/2008 Perussolmuraapihojen merkitys ja näkymät osana kuljetusjärjestelmää
- 6/2008 Tasoristeysten kansirakenteet
- 7/2008 Ratojen alusrakenteissa käytettyjen materiaalien routimisherkyys
- 8/2008 Kolarin seudun kaivos Hankkeet
- 9/2008 Rataverkon pohjavesialueiden riskienhallinnan kehittäminen
- 10/2008 Rautatieliikenteen pitkän aikavälin suunnitteluprosessin kehittäminen
- 11/2008 Rautatieliikenteen häiriöiden analysoinnin kehittäminen
- 12/2008 Junan pyörävikojen havainnointi raiteeseen asennetulla mittalaitteella
- 13/2008 A Collaborative Process of Product Lifecycle Management for Railway Signalling Infrastructure
- 14/2008 Rataverkon jatkosähköistyksen hankearvioinnin päivitys
- 15/2008 Rautatieliikenteen täsmällisyyden mittaaminen
- 16/2008 Ilmastonmuutokseen sopeutuminen radanpidossa. Esiselvitys
- 17/2008 Kehäradan kiintoraideselvitys
- 18/2008 Rautatiekuljetusten riskienhallinta. Esiselvitys
- 1/2009 Rataverkon kunnon ja sen liikenteellisten vaikutusten visualisoinnin lähtökohdat
- 2/2009 Sähkömagneettisten kenttien kartoitus Ratahallintokeskuksen hallinnoimalla rataverkolla
- 3/2009 Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämisstrategia
- 4/2009 Raakapuun terminaali- ja kuormauspaikkaverkon kehittäminen
- 5/2009 Nopean junaliikenteen kehittämisen vaikutukset. Kirjallisuustutkimus
- 6/2009 Junaliikenteen informaatiokeskuksen toimintatapa. INTO-hanke



RATAHALLINTOKESKUS  
BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN

Julkaisija:  
Ratahallintokeskus  
Kaivokatu 8, PL 185, 00101 Helsinki  
puh. 020 751 5111, fax 020 751 5100  
[www.rhk.fi](http://www.rhk.fi)

ISSN 1455-2604  
ISBN 978-952-445-288-5